



UNIVERSITÀ DI PISA

Corso di Laurea Magistrale
in Scienze e Tecnologie Geologiche

Titolo Tesi di laurea

“Uso della prova CPT per la valutazione del potenziale di liquefazione
dei depositi sabbiosi:

La sequenza sismica dell’Emilia-Romagna del 2012”

Candidato: Matteo Francesconi

Relatore: Prof. Diego Carlo Lo Presti

Correlatori: Prof.ssa Claudia Meisina

Prof. Roberto Gianecchini

ANNO ACCADEMICO

2014/2015

Indice

1. Introduzione	4
2. La liquefazione	6
2.1. Aspetti meccanici del fenomeno.....	7
2.2. Fattori che influenzano la liquefazione.....	8
2.3. Tipologie di liquefazione	12
2.4. Effetti superficiali della liquefazione.....	13
2.5. Scala di severità	16
2.6. Normativa di riferimento	19
3. Area di studio.....	21
3.1. Inquadramento geografico	21
3.2. Inquadramento geologico e cenni di tettonica	22
3.3. Inquadramento geomorfologico generale	27
3.4. Inquadramento idrogeologico generale	32
4. L'evento sismico in Emilia-Romagna	34
4.1. Aspetti tettonici dell'area.....	36
4.2. La sequenza sismica.....	37
4.3. I fenomeni di liquefazione	41
4.4. Sismicità storica.....	46
5. La prova penetrometrica statica.....	49
5.1. Evoluzione della strumentazione	50
5.2. CPT, CPTe e CPTu.....	50
5.3. Interpretazione dei dati	54
6. Valutazione della suscettibilità di liquefazione	64

6.1. Analisi qualitativa	64
6.2. Analisi quantitativa	70
7. Metodologie e fasi di studio.....	89
7.1. Dati di input	91
7.2. Dati di Output	94
7.3. Fasi di lavoro	96
8. Prima fase	99
8.1. Confronto della valutazione della suscettibilità di liquefazione tra CPT e CPTu	99
8.2 Metodologia del confronto.....	100
9. Seconda fase	119
9.1. Campagna indagini CPT/CPTu	119
9.2. Funzione di correlazione.....	125
10. Terza fase	136
10.1. Livelli liquefacibili in località San Carlo e Mirabello	138
10.2. Valutazione dei parametri LPI ed LSN.....	158
Conclusioni	177
Bibliografia	179

1. Introduzione

Dalla metà di Maggio 2012, per circa due mesi, una sequenza sismica ha interessato la parte settentrionale dell'Italia, nello specifico un ampio settore della Pianura Padana. La sequenza è stata caratterizzata da due scosse principali: a) il 20 Maggio con $M_w = 5.9$, epicentro in prossimità di Finale Emilia e profondità ipocentrale di 6.3 km, b) il 29 Maggio con $M_w = 5.8$, epicentro in prossimità di Cavezzo e profondità ipocentrale di 10.2 km (la localizzazione dei terremoti è stata ottenuta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, <http://iside.rm.ingv.it/>). Gli effetti delle due scosse principali possono essere riassunti come segue:

- 27 vittime, centinaia di feriti e almeno 40 000 persone sfollate;
- danni alle infrastrutture (strade, sottoservizi urbani) essenzialmente associati al verificarsi di fenomeni di liquefazione o fratture del suolo;
- danni a monumenti storici (e.g. chiese e campanili);
- collasso di edifici recenti come capannoni e uffici industriali. Queste costruzioni erano per lo più strutture isostatiche non progettate per resistere ai terremoti.

Lo scopo di questa tesi è quello di valutare, in merito alla sequenza sismica dell'Emilia (Maggio-Giugno 2012), la stima dei livelli liquefacibili, manifestazioni di liquefazione e potenziale di liquefazione utilizzando metodologie specifiche (LEPs), basate su indagini CPTu, a partire da indagini CPT. Nello specifico la tesi tratta i seguenti argomenti:

- un quadro generale sul fenomeno della liquefazione e sulle metodologie di analisi dello stesso;
- un quadro generale sui criteri disponibili per classificare i danni causati dalla liquefazione osservati in superficie;
- un inquadramento geologico/tettonico, geomorfologico e idrogeologico dell'area di studio;
- l'analisi degli aspetti sismologici, principalmente riguardo l'inquadramento sismo-tettonico, i parametri sismologici (localizzazione epicentro, profondità ipocentrale, M_w , accelerazione di picco al suolo) e gli effetti cosismici causati dalla sequenza sismica;

-confronto tra la stima dei fenomeni di liquefazione a partire da indagini CPT e CPTu, utilizzando metodi basati su CPTu. Svolgimento di una campagna di indagini CPT-CPTu a Pisa (località Porta a Mare) con lo scopo di trovare una funzione di correlazione che converta il parametro f_s (CPT) in f_s (CPTu);

-confronto tra i livelli liquefacibili identificati a partire da un indagine CPT e dalla stessa indagine corretta per mezzo della funzione di correlazione f_s . Tale confronto è stato effettuato su aree dove sono stati osservati fenomeni di liquefazione;

-valutazione della validità dei parametri LPI (*Liquefaction Potential Index*) ed LSN (*Liquefaction Severity Number*) per l'area di studio. Il potenziale di liquefazione, valutato tramite questi parametri, è stato confrontato ai fenomeni e danni osservati.

Nel complesso sono stati considerati circa 1500 casi di liquefazione e 657 indagini CPT-CPTu (627 CPT e 30 CPTu) dal database della Regione Emilia-Romagna, ed è stato possibile trarre le seguenti conclusioni: a) viene confermato che le metodologie specifiche (LEPs) restituiscono risultati differenti utilizzando indagini CPT o CPTu, b) la funzione di correlazione mitiga in certi casi queste differenze, c) l'identificazione dei livelli liquefacibili funzione meglio utilizzando la CPT elaborata con la funzione di correlazione rispetto alla CPT originale e d) i parametri LPI ed LSN, particolarmente l'LSN, non sono conformi alle osservazioni sul campo a piccola scala, questo è una possibile una conseguenza della variabilità spaziale del sottosuolo.

2. La liquefazione

Il fenomeno della liquefazione ha suscitato da sempre un grande interesse nella comunità scientifica e professionale degli ingegneri geotecnici e dei geologi. **Terzaghi e Peck (1948)** hanno usato l'espressione "liquefazione spontanea" per descrivere l'improvvisa perdita di resistenza delle sabbie sciolte. **Mogami e Kubo (1953)** con il termine liquefazione descrivevano invece un fenomeno simile osservato però durante i terremoti. Gli eventi sismici che nel Marzo 1964 hanno colpito l'Alaska e successivamente, nel Giugno dello stesso anno, la città giapponese di Niigata, hanno consentito di migliorare notevolmente la conoscenza e la comprensione del fenomeno della liquefazione. In entrambi i casi i due eventi sismici hanno prodotto danni davvero ingenti a causa dei fenomeni di liquefazione come si evince dalle figure riportate nel seguito.



*Figura 1: Effetti della liquefazione in seguito al terremoto di Niigata del 1964 ($M_w = 7.6$).
(www.geerassociation.org).*

Una definizione, tuttora ampiamente accettata, del termine liquefazione è quella proposta da **Sladen et al. (1985)**:

“Liquefaction is a phenomenon wherein a mass of soil loses a large percentage of its shear resistance, when subjected to monotonic, cyclic, or shocking loading,

and flows in a manner resembling a liquid until the shear stresses acting on the mass are as low as the reduced shear resistance”

2.1. Aspetti meccanici del fenomeno

La liquefazione è un fenomeno osservabile nei terreni granulari in seguito all'applicazione di sforzi di taglio ciclici indotti dalla propagazione di onde sismiche. Il fenomeno consiste nel totale annullamento della resistenza al taglio di un terreno granulare e la sua conseguente trasformazione in un liquido. Per spiegare meglio questo fenomeno è utile fare riferimento al criterio di rottura di **Mohr-Coulomb**, espresso in termini di sforzi efficaci, usato per descrivere il comportamento a rottura dei mezzi particellari:

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma_{ff} - u) \tan(\varphi')$$

dove τ_{ff} è la resistenza al taglio a rottura (sul piano di rottura), c' è la coesione efficace del terreno, σ_{ff} sono gli sforzi totali normali a rottura (sul piano di rottura), u è la pressione interstiziale dell'acqua e φ' è l'angolo di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci.

In una sabbia non cementata la coesione efficace è nulla e l'incremento della pressione interstiziale dell'acqua può causare l'annullamento degli sforzi efficaci $(\sigma_{ff} - u)$ con conseguente annullamento della resistenza al taglio del terreno. L'aumento della pressione interstiziale dell'acqua è un effetto del terremoto ed è dovuto al fatto che l'elemento di sabbia saturo è impossibilitato a consentire il drenaggio dell'acqua, in quanto la velocità di applicazione degli sforzi ciclici è significativamente più elevata rispetto alla velocità necessaria per la filtrazione dell'acqua nei pori (misurata dalla conducibilità idraulica).

2.2. Fattori che influenzano la liquefazione

1. Distribuzione granulometrica e tipo di suolo:

La liquefazione è maggiormente osservata in suoli superficiali, sciolti, saturi e privi di coesione soggetti a scosse sismiche. I tipi di suoli maggiormente suscettibili alla liquefazione sono quelli puramente attritivi. La forma dei grani, il coefficiente di uniformità, la densità relativa, la resistenza al taglio e la granulometria sono tutti fattori che influenzano la suscettibilità e il potenziale di liquefazione.

Tsuchida (1970), in seguito ai risultati di un'analisi condotta su depositi alluvionali soggetti o meno al fenomeno di liquefazione in seguito ad eventi sismici, ha suggerito due diversi fusi granulometrici all'interno dei quali ricadono i terreni suscettibili alla liquefazione. Un fuso granulometrico si riferisce ai terreni granulari uniformi mentre l'altro riguarda le granulometrie ben assortite.

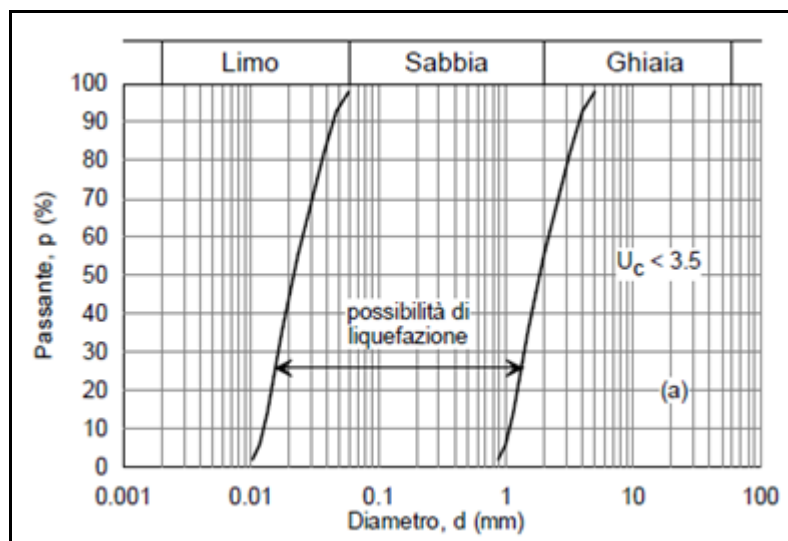


Figura 2: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (Tsuchida, 1970).

Coefficiente di uniformità < 3.5

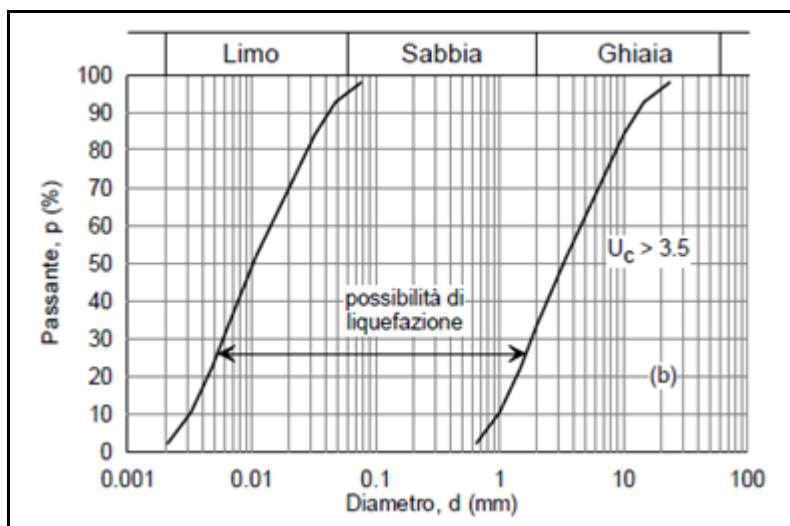


Figura 3: Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (Tsuchida, 1970).

Coefficiente di uniformità > 3.5

2. Contenuto in fini ed indice di plasticità:

Gli effetti del contenuto in fini e dell'indice di plasticità sulla liquefazione e sulla resistenza al taglio in suoli sabbiosi sono stati analizzati diffusamente in passato senza giungere ad un verdetto conclusivo. Per esempio **Seed et al. (1985)** affermano che all'aumentare del contenuto in fini nei suoli sabbiosi aumenta anche la resistenza alla liquefazione, mentre **Finn et al. (1994)** affermano che la resistenza a liquefazione diminuisce con l'aumentare del contenuto in fini. Queste contraddizioni potrebbero essere collegate all'indice di plasticità del fine che riempie i vuoti. Se il materiale fine ha un basso indice di plasticità la resistenza aumenta, mentre se il materiale fine ha un alto indice di plasticità allora la resistenza diminuisce

3. Densità relativa ed indice dei vuoti:

Parametri come la densità relativa e l'indici dei vuoti iniziale svolgono un importante ruolo come fattori di controllo della liquefazione. Il fenomeno della liquefazione si verifica principalmente in sabbie pulite e sabbie limose sature che presentano una densità relativa (D_r) inferiore al 50%:

$$Dr = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} < 50\%$$

dove e_{\max} rappresenta l'indice dei vuoti massimo ed e_{\min} rappresenta l'indice dei vuoti minimo.

Kramer (1996) ha proposto un grafico nel quale evidenzia la suscettibilità o non suscettibilità di un deposito in funzione dell'indice dei vuoti e della pressione di confinamento.

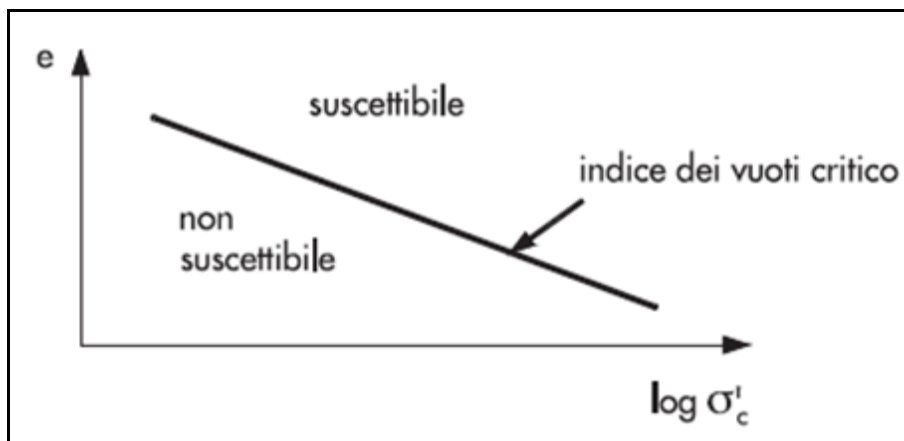


Figura 4: Suscettibilità della liquefazione in relazione ai parametri di stato iniziali (**Kramer, 1996**).

4. Pressione verticale efficace:

Un aumento della pressione verticale efficace produce un aumento nella capacità portante e della resistenza al taglio di un suolo, di conseguenza un aumento della resistenza al taglio di un suolo ne diminuisce la suscettibilità alla liquefazione. In termini quantitativi depositi che si trovano a profondità superiori ai 15-18 metri sono difficilmente affetti dalla liquefazione.

5. Età dei depositi:

Youd e Hoose (1977) affermano che in depositi alluvionali formati prima del Pleistocene superiore (130000 – 10000 anni) sia improbabile il verificarsi del fenomeno della liquefazione ad eccezione che siano soggetti a severe condizioni di carico durante il terremoto. La tendenza dei depositi alla liquefazione decresce

quindi con l'età geologica. Si pensa che questo possa essere dovuto al fenomeno di cementazione che avviene con i processi di diagenesi e porta il deposito ad avere una struttura più compatta e solida.

6. Grado di saturazione:

Sono stati fatti pochi studi sul potenziale di liquefazione in depositi parzialmente saturi. **Sherif et al. (1977)** hanno mostrato che la resistenza a liquefazione di un suolo aumenta al diminuire del grado di saturazione e che in depositi con grado di saturazione basso può verificarsi la liquefazione solo durante terremoti di lunga durata e elevata intensità.

7. Spessore del livello sabbioso:

Per indurre evidenti danni superficiali da liquefazione, i livelli liquefacibili devono avere uno spessore significativo. Se un livello liquefacibile è poco spesso e non è superficiale, la presenza di un livello non liquefacibile sovrastante ne può prevenire gli effetti in superficie.

Riassumendo affinché avvenga liquefazione deve essere presente un deposito che presenta le seguenti caratteristiche:

- Grado di saturazione pari a 1;
- Sabbie da poco a mediamente addensate: $D_r < 50\%$;
- Diametro medio dei grani $0.02 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$;
- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine ($d < 0.005 \text{ mm}$) variabile tra 0 e 15%;
- Soggiacenza della superficie freatica $< 5 \text{ m}$;
- Profondità del deposito potenzialmente liquefacibile entro i 15-20 metri dal piano campagna;
- Depositi recenti (formati a partire dall'Olocene).

Oltre a questi fattori predisponenti, affinché avvenga liquefazione devono essere presenti dei fattori scatenanti, i più importanti dei quali sono rappresentati da un evento sismico con M_w superiore a 5.5, un'accelerazione massima attesa al piano campagna maggiore di 0.15 g (considerando un tempo di ritorno di 475 anni) ed una durata dell'evento minima di 15-20 secondi (**Lai et al., 2009**).

2.3. Tipologie di liquefazione

Robertson (1994) propose un sistema di classificazione abbastanza completo per il fenomeno di liquefazione. L'ultima versione del sistema di classificazione, data da **Robertson e Fear (1996)**, può essere schematizzata come segue:

Liquefazione vera o soliflussione (Flow liquefaction). Questo termine, secondo gli autori, andrebbe applicato nel caso in cui, una volta che il deposito ha subito la liquefazione, l'eventuale sforzo di taglio statico applicato superi la resistenza residua del terreno. Ciò può avvenire nel caso, ma non solo, in cui livelli liquefacibili siano posti su versanti acclivi.

Rammollimento ciclico (Cyclic softening). A differenza del punto precedente, le deformazioni si arrestano nel momento in cui si esauriscono gli sforzi di taglio esterni applicati. Si distinguono due casi:

- **Liquefazione ciclica (Cyclic liquefaction):** l'aumento delle sovrappressioni neutre è tale da annullare lo sforzo efficace agente;
- **Mobilità ciclica: (Cyclic mobility):** l'aumento delle sovrappressioni neutre non è in grado di condurre all'annullamento dello sforzo efficace agente. Si sviluppano in ogni caso deformazioni importanti.

Questo sistema di classificazione per la liquefazione riconosce che possono essere coinvolti vari meccanismi nella rottura del terreno di un dato suolo. Tuttavia, questa definizione preserva contemporaneamente l'uso del termine liquefazione per descrivere ampiamente la rottura di suoli saturi e privi di coesione durante i terremoti.

2.4. Effetti superficiali della liquefazione

Il Consiglio Nazionale di Ricerca americano (**Liquefaction of soils during earthquakes, 1985**) ha stilato una lista di tipi di rottura comunemente associati alla liquefazione dei suoli durante i terremoti:

- fuoriuscita di terreno liquefatto (sand boils) con conseguente subsidenza del terreno e danni minimi;



Figura 5: Vulcanello di sabbia, Loma Prieta (1989) California.

- movimenti di massa rapidi su versanti acclivi;



Figura 6: Rottura di pendii, Turnagain (1964) Alaska.

- deformazioni laterali risultanti da spostamenti laterali su pendii con bassa pendenza;



Figura 7: Deformazioni laterali, Turchia (1999).

- spinta al galleggiamento di strutture sepolte;



Figura 8: Spinta al galleggiamento, Kocaeli (1999) Turchia.

- la perdita di capacità portante di fondazioni superficiali e profonde;



Figura 9: Collasso edificio, Niigata (1964) Giappone.

- rottura di muri di contenimento dovuta ad un aumento di carico laterale generata da suoli di riempimento liquefacibili.



Figura 10: Incremento di spinta su muri di contenimento e diaframmi, Kobe (1995) Giappone.

2.5. Scala di severità

In letteratura si possono ritrovare varie scale di severità di danno della liquefazione. Tra le più recenti possiamo annoverare quella di **Green et al. (2005)**, nella quale gli autori mettono in relazione la severità del danno con le condizioni al contorno del sito (profondità e spessore strato liquefacibile, densità strato liquefacibile) per l'interpretazione di casi di paleo-liquefazione, e quella di **Van Ballegooy et al. (2012)**, nella quale viene definita una scala di severità in rapporto ai danni subiti dalle infrastrutture abitative e dal territorio.

I principi generali sviluppati da **Green et al. (2005)** per l'interpretazione di eventi di paleo-liquefazione sono:

- severe manifestazioni di liquefazione superficiale (e.g. estese fratture del terreno e manifestazione rilevanti di vulcanelli di sabbia superficiali) richiedono la presenza di uno strato liquefacibile con spessore rilevante e

densità bassa (materiale sciolto). Maggiore è la profondità dello strato liquefacibile, maggiore deve essere il suo spessore per produrre questo tipo di manifestazioni superficiali;

- moderate manifestazioni di liquefazione superficiale (e.g. fratture del terreno di dimensioni contenute, manifestazioni limitate di vulcanelli di sabbia superficiali) possono verificarsi nel caso di strati liquefacibili con densità medio-bassa posti ad una profondità non elevata;
- minori manifestazioni di liquefazione superficiale (e.g. fratture del terreno limitate, minime manifestazioni di vulcanelli superficiali) possono verificarsi nel caso di livelli altamente liquefacibili posti in profondità o nel caso di livelli con densità media;
- gli strati critici associati al fenomeno di espansione laterale possono essere relativamente sottili, con lo spessore e la densità che aumentano e diminuiscono, rispettivamente, con l'aumentare del materiale emesso e con la larghezza della fratture. Comunque, gli strati critici devono essere selezionati considerando inoltre la pendenza della superficie, l'altezza della parete libera e la continuità laterale degli strati liquefacibili che prendono parte all'espansione laterale.

Van Ballegooy et al. (2012) propongono una serie di criteri che hanno utilizzato per produrre una mappa sui danni prodotti dalla liquefazione sulle abitazioni e sul territorio in seguito al terremoto avvenuto nel 2010 nella regione di Canterbury, in Nuova Zelanda.






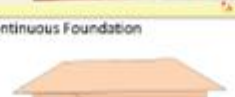
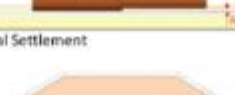
Land Damage Categories		Residential Dwelling Foundation Deformation Damage Categories			
Land Damage Category	Criteria / Description	Type of Damage	Severity		
			Minor	Moderate	Major
Blue	<ul style="list-style-type: none"> No observed cracks, undulations / deformations at the ground surface, and, No signs of ejected liquefied material at the ground surface, and, No apparent lateral movement. 	Stretching 	0 to 5mm	5 to 30mm	>30mm
Green	<ul style="list-style-type: none"> Shaking-induced damage resulting from cyclic deformation and surface waves causing ground surface damage. Ground surface damage likely limited to minor cracking (tension) and buckling (compression) and/or minor undulations at the ground surface, and, No signs of ejected liquefied material at the ground surface, and, No apparent lateral movement. 	Hogging 	0 to 20mm	20 to 50mm	>50mm
Light Orange	<ul style="list-style-type: none"> Minor to moderate quantities of ejected liquefied material on ground surface (generally <25% of site covered with ejected material), and/or, Small cracks from ground oscillations (<50 mm) may be present, but little to no vertical displacement across cracks, and, No apparent lateral movement. 	Dishing 	0 to 20mm	20 to 50mm	>50mm
Dark Orange	<ul style="list-style-type: none"> Moderate to severe quantities of ejected liquefied material on ground surface (generally >25% of the site covered with ejected material), and/or, Severe observed ground surface subsidence, and/or, Small cracks from ground oscillations (<50 mm) may be present, but little to no vertical displacement across cracks, and, Limited evidence of lateral movement. 	Racking/Twisting 	0 to 10mm	10 to 30mm	>30mm
Red	<ul style="list-style-type: none"> Moderate to major lateral spreading (>1 m cumulative), and/or, Large cracks extending across the ground surface, with horizontal and/or vertical displacement (>50 mm, but generally <200 mm), and, Ejection of liquefied material at the ground surface may also be observed. 	Tilting 	0 to 20mm	20 to 50mm	>50mm
		Discontinuous Foundation 	0 to 10mm	10 to 20mm	>20mm
Black	<ul style="list-style-type: none"> Extensive lateral spreading (>1 m cumulative), and/or, Large open cracks extending through the ground surface, with very severe horizontal and/or vertical displacements (>200 mm), and, Ejection of liquefied material at the ground surface may also be observed. 	Global Settlement 	0 to 50mm	50 to 100mm	>100mm

Figura 11: Categorie di danni sul territorio e sulle abitazioni in seguito al fenomeno di liquefazione (Van Ballegooy et al., 2012).

2.6. Normativa di riferimento

In Italia la normativa di riferimento in ambito di liquefazione è attualmente il D.M 14/01/2008, noto anche come NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni), e la relativa circolare del 02/02/2009. Il tema della liquefazione viene trattato nel paragrafo 7.11.3.4 “*Stabilità nei confronti della liquefazione*”, dove in particolare vengono stabiliti alcuni parametri per l’esclusione della verifica alla liquefazione e si fornisce un’indicazione sulle metodologie di analisi da impiegare nel caso il sito venga riconosciuto a rischio.

Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesta almeno una delle seguenti circostanze:

- eventi sismici attesi di magnitudo (M_w) inferiore a 5;
- accelerazione massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g;
- profondità media stagionale della falda superiore a 15 metri dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$, dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (SPT) riferita ad un’efficienza del 60% e normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa, mentre q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (CPT) normalizzata ad una tensione verticale efficace;
- distribuzione granulometrica esterna alle zona di liquefazione proposta da **Tsuchida (1970)**

Quando le prime due condizioni non risultano soddisfatte, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle restanti condizioni.

Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni precedenti risulti soddisfatta e il terreno di fondazioni comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte in falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili. Salvo utilizzare procedure avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse. L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

Come si può notare nelle NTC 2008 la scelta del valore di soglia per il fattore di sicurezza viene assegnata al progettista, a differenza della vecchia normativa (Eurocodice 8) che imponeva come soglia per il fattore di sicurezza il valore di 1.25.

3. Area di studio

3.1. Inquadramento geografico

L'area di studio, oggetto di questa tesi, è compresa nel settore centro meridionale della Pianura Padana ed in particolare si riferisce ai territori colpiti dagli eventi sismici del Maggio-Giugno 2012. Saranno esaminati i casi provenienti da nove comuni dell'Emilia-Romagna e di un comune della Lombardia. I comuni emiliani sono situati in provincia di Ferrara (Bondeno, Cento, Mirabello, Sant'Agostino, Vigarano Mainarda) e di Modena (Cavezzo, Concordia sulla Secchia, San Felice sul Panaro, San Possidonio), mentre il comune lombardo è situato in provincia di Mantova (Quistello).

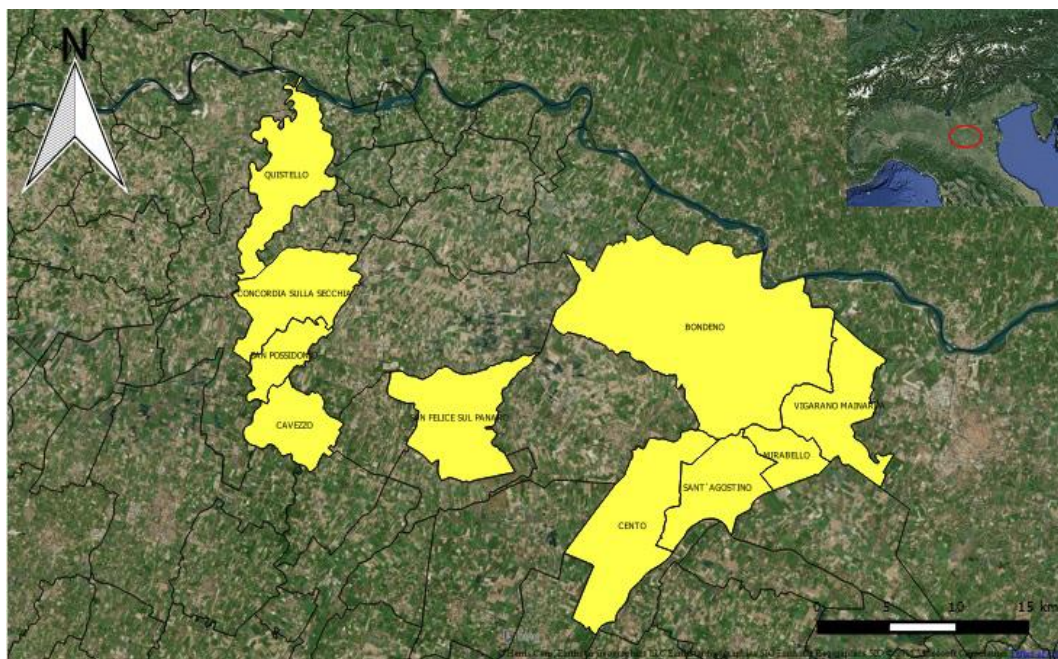


Figura 12: Localizzazione dei 10 comuni oggetto di questo studio.

3.2. Inquadramento geologico e cenni di tettonica

L'area oggetto di indagine si trova in corrispondenza del margine dell'Appennino Settentrionale, che corrisponde al *Thrust* Pedeappenninico (PTF) definito da **Boccaletti et al. (1985)**. Quest'ultimo separa la parte emersa ed esposta del prisma d'accrezione dalla parte sepolta sotto la Pianura Padana. I fronti di accavallamento più esterni della catena nord-appenninica sono sepolti da una spessa coltre di sedimenti clastici che colma il Bacino Padano, che è stato studiato in particolare tramite pozzi profondi e sezioni sismiche a riflessione, realizzate prevalentemente per scopi esplorativi di idrocarburi.

Da questi studi è possibile quindi definire la Pianura Padana come un bacino di *foreland* in evoluzione, formatosi in seguito alla progressiva migrazione della placca africana verso quella europea con conseguente subduzione della microplacca padano-adriatica a partire dal Cretaceo. Questi studi, inoltre, mostrano un sistema di pieghe e accavallamenti sepolti con vergenza a Nord-Est che hanno influenzato e controllato la deposizione dei cunei di sedimenti silicoclastici sintettonici; per la parte plio-quadernaria, questi cunei mostrano spessori fino a 9 km (**Toscani et al., 2009**).

L'attuale configurazione tettonica è stata raggiunta attraverso tre stadi deformativi principali:

- stadio transtensivo con apertura dell'Oceano Ligure-Piemontese durante il Giurassico inferiore;
- stadio collisionale, caratterizzato da una compressione nel Cretaceo inferiore e convergenza delle due placche fino all'Eocene inferiore;
- stadio post-collisionale dall'Eocene superiore all'attuale.

A grande scala, nella Pianura Padana si distinguono a Nord le pieghe del Sudalpino e, nella parte meridionale, tre strutture principali ad arco, costituite dai *thrust* più esterni dell'Appennino Settentrionale: l'arco del Monferrato, l'arco Emiliano (Mirandola) e l'arco di Ferrara, rispettivamente proseguendo da Ovest verso Est. L'arco ferrarese è a sua volta suddiviso in tre strutture secondarie: le pieghe ferraresi, le pieghe romagnole e le pieghe adriatiche, che hanno

condizionato la distribuzione dei depositi più profondi e l'evoluzione idrografica dell'area. Queste strutture costituiscono il fronte esterno sepolto dell'Appennino. Sono strutture simmetriche e tra loro simili: nella parte occidentale sono costituiti da sistemi di sovrascorrimenti Ovest-vergenti, mentre più a Est sono caratterizzati da un insieme di pieghe e faglie inverse Nord-Est vergenti, ad alto angolo (Toscani et al., 2009).

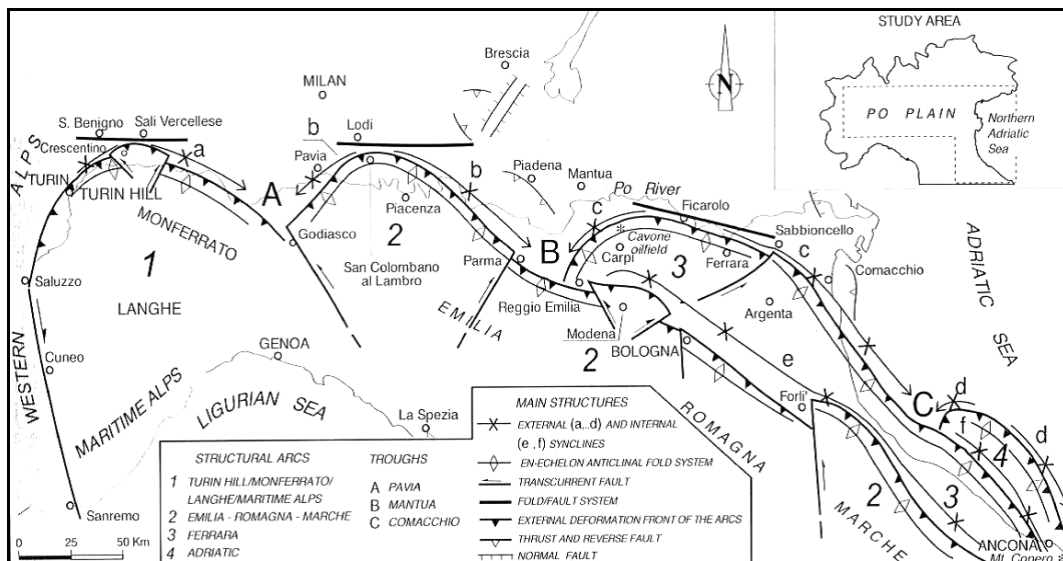


Figura 13: Schema tettonico strutturale della Pianura Padana (Costa, 2003).

La strutturazione dell'Appennino è avvenuta principalmente in età neogenica, ma mostra anche evidenze di sollevamenti recenti e una costante sismicità, che testimoniano come il processo sia ancora attivo. Infatti, come documentato dai dati geologici regionali e dalle misure geodetiche, lungo l'avanfossa appenninica i tassi di deformazione quaternaria diminuiscono procedendo verso Ovest, tendenza in accordo con il relativo abbassamento dei tassi di sismicità lungo i tre archi: i terremoti più forti diminuiscono infatti di frequenza spostandosi da Est (Emilia) verso Ovest (Monferrato).

Il riempimento del bacino e il passaggio da sedimentazione marina a continentale sono il risultato di eventi tettonico-sedimentari separati nel tempo da periodi di forte subsidenza bacinale, con tassi differenti nelle diverse aree, e di varie fasi

della strutturazione del bacino. L'evoluzione del Bacino Padano è connessa all'attivazione dei sovrascorrimenti del basamento e a riattivazioni di sovrascorrimenti preesistenti all'interno della copertura.

Il riempimento quaternario del Bacino Padano è rappresentato da un insieme di sequenze deposizionali con tendenza regressiva: il delta padano e la linea di costa nell'avampaese appenninico si spostano verso Est - Sud-Est, a causa della propagazione verso Nord dei fronti di sovrascorrimento esterni dell'Appennino e sotto il controllo dei cicli climatici glaciali e interglaciali.

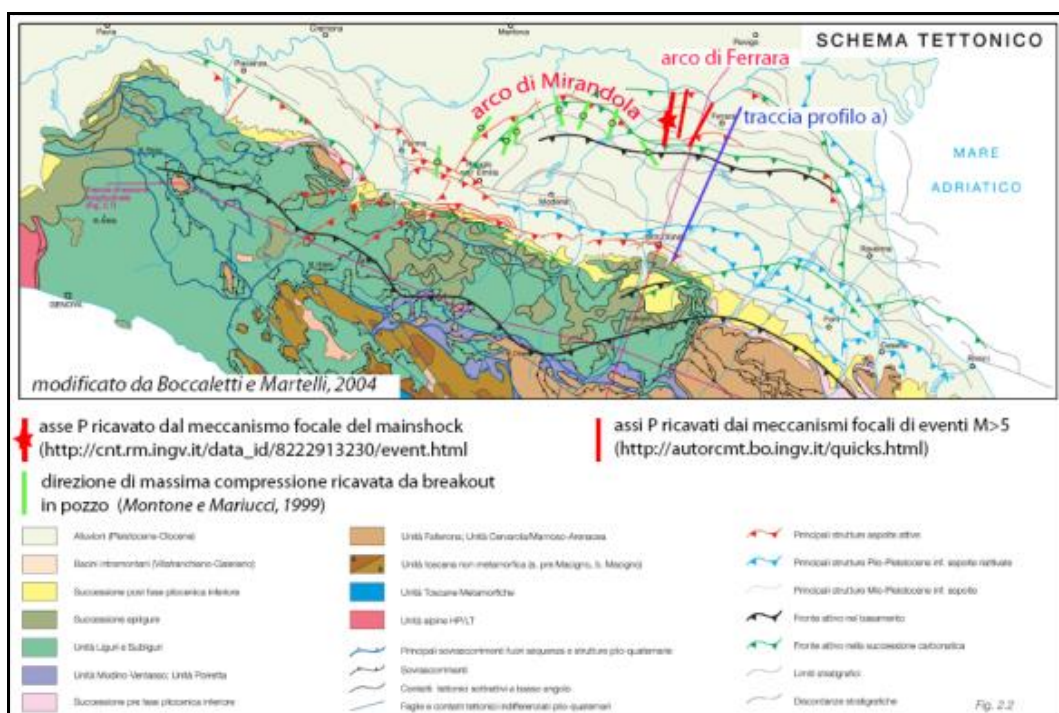


Figura 14: Schema tettonico della Pianura Padana e dell'arco appenninico (Boccaletti e Martelli, 2004).

In linea generale, seguendo lo schema dei rapporti stratigrafici di **Dondi et al. (1982)** e le sezioni geofisiche di **Pieri e Groppi (1981)**, la copertura sedimentaria del Bacino Padano, procedendo dalla parte più profonda alla superficie, si compone delle seguenti unità:

- **Successioni carbonatiche** di ambiente di piattaforma, sedimentate dal Giurassico-Cretacico Inferiore fino all'Eocene Medio prima della

collisione continentale tra le placche Corso – Sarda ed Adriatica e quindi nel periodo antecedente alla formazione del bacino padano (sondaggio AGIP di Bagnolo in Piano - Reggio Emilia);

- **Successioni clastiche arenaceo-marnose** (ante-evaporitico), sedimentate dall'Eocene Superiore al Miocene Superiore, prima del periodo Messiniano, ma successivamente alla collisione continentale tra le placche Corso – Sarda ed Adriatica, in fase di neoformazione del bacino padano; nella parte inferiore sono costituite da peliti marnose di ambiente di piattaforma esterna o bacinale, in rapporti eteropici con sedimenti torbiditici più grossolani d'ambiente di conoide sottomarina; nella parte superiore sono invece costituite prevalentemente da marne d'ambiente di piana e conoide sottomarina con intercalazioni d'intervalli marnosi sabbiosi, talora conglomeratici;
- **Successioni clastiche messiniane**, sedimentate durante la crisi di salinità, in fase di forte regressione del mare; nelle zone marginali del bacino sono presenti sedimenti alluvionali costituiti da argille, sabbie ed arenarie e sedimenti di origine chimica costituiti da gessi, evaporiti e calcari solfiferi; nelle zone più interne del bacino padano sono sedimentati invece depositi conglomeratici, arenitici e pelitici di conoide sottomarina e sabbie di piattaforma continentale;
- **Successioni clastiche post-messiniane**: dopo la fase regressiva marina del Messiniano, durante il Pliocene, vi fu una fase di trasgressione caratterizzata da una sedimentazione prevalentemente di mare poco profondo; ai margini del bacino padano vi sono sabbie litorali, mentre nelle parti interne argille e limi; verso la fine del Pliocene a seguito di una fase regressiva del mare, mentre ai margini del bacino continua la sedimentazione delle sabbie verso le parti più interne, inizia la sedimentazione di depositi prevalentemente limosi e argilloso sabbiosi;
- **Successioni terrigene marine del Quaternario**: caratterizzano il Pleistocene Inferiore - Medio; il livello del mare inizialmente in fase di trasgressione con completa immersione di tutto il bacino padano regredisce con fasi alternanti fino all'altezza della città di Pescara (fase

della glaciazione wurmiana); la sedimentazione è caratterizzata da depositi prevalentemente fini, appartenenti ad un ambiente marino relativamente profondo, nella parte inferiore da sabbie e ghiaie di ambiente deltizio con sviluppo di livelli torbosi di ambiente lagunare;

- **Successioni terrigene continentali del Quaternario:** caratterizzano l'arco temporale compreso tra il Pleistocene Medio - Superiore e l'attuale; sono suddivisibili in un'unità inferiore e in un'unità superiore; l'unità inferiore basale è costituita da depositi alluvionali prevalentemente fini con intercalazioni di corpi ghiaiosi e sabbiosi nastriformi, riferibili ad antichi paleo-alvei fluviali; l'unità superiore comprende, invece, i sistemi di conoide alluvionale nella zona antistante i rilievi appenninici ed alpini e i sistemi fluvio-deltizi lungo la fascia del Po.

3.3. Inquadramento geomorfologico generale

La Pianura Padana, la più grande pianura d'Italia e fra le più grandi pianure alluvionali d'Europa, è compresa principalmente entro il bacino idrografico del fiume Po, che l'attraversa in direzione Ovest-Est e dal quale prende il nome. È delimitata a Nord, a Ovest e a Sud-Ovest dalla catena delle Alpi e dai rilievi delle Langhe e del Monferrato, a Sud dalla catena degli Appennini e ad Est è bagnata dal Mar Adriatico. Essa costituisce una pianura alluvionale che si estende per circa 45 000 km² tra le regioni Piemonte, Lombardia, Veneto, Friuli-Venezia Giulia ed Emilia-Romagna.

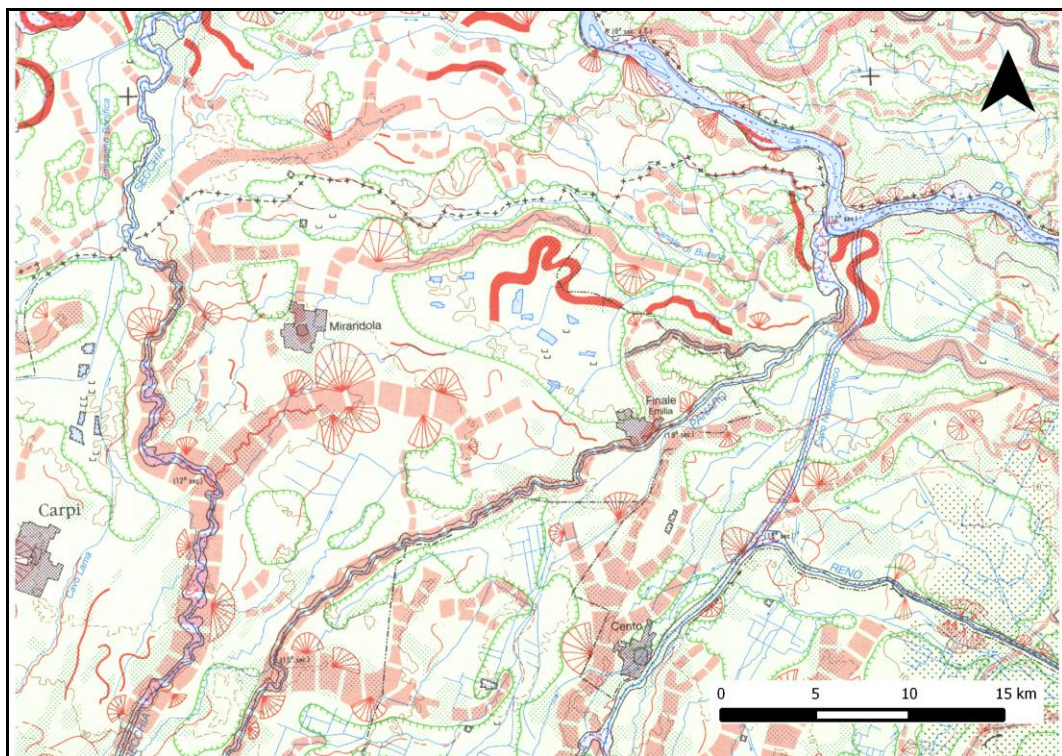


Figura 15: Estratto della carta geomorfologica della Pianura Padana (Castiglioni e Pellegrini, 2001).

Il fiume Po suddivide il Bacino Padano in due distinte zone, laddove i sedimenti superficiali hanno una diversa provenienza e differenti caratteristiche litologiche: il settore settentrionale, correlato direttamente al complesso alpino, presenta depositi più grossolani e ricchi in sabbie rispetto a quello meridionale, più argilloso, legato al disfacimento del complesso appenninico.

La situazione attuale è il risultato dell'azione erosiva e deposizionale di sedimenti fluviali al bacino marino costiero, svolta dai corsi d'acqua in tempi geologici e storici, successivamente alla glaciazione Wurmiana. In particolare gran parte dei sedimenti che affiorano sulla superficie della pianura lombarda ed emiliano-romagnola sono recenti (età olocenica, meno di 10.000 anni), molti dei quali si sono depositati negli ultimi duemila anni. Essi derivano dalla complessa relazione fra il fiume Po, a Nord, i fiumi appenninici, a Sud, e il Mare Adriatico, a Est. Per questo motivo la pianura contiene una grande varietà di depositi comprendenti, come vedremo meglio in seguito: le conoidi e le piane alluvionali dei fiumi appenninici, la piana a meandri del Po e i depositi di dosso fluviale (di stretto interesse in quanto in parte area di studio di questa tesi), la piana costiera, il delta e le fronti deltizie (**Lo Presti et al., 2013**).

In particolare, in questa Tesi rivestono importante interesse tre unità morfologiche: la piana alluvionale a meandri del Po, i depositi di dosso fluviale e la presenza di paleo-alvei sui quali ricade gran parte dell'area studiata.

La prima unità, ad alimentazione assiale, si estende dall'asse del fiume Po per circa qualche chilometro in direzione Sud ed è costituita dal sistema fluvio-deltizio del fiume stesso. Essa si è formata durante il Quaternario, in concomitanza con la regressione verso Est del Mare Adriatico e della progradazione verso il centro bacinale dei sistemi di conoide alluvionale dei tributari alpini e appenninici. Tale sistema fluvio-deltizio si sviluppa parallelamente al fiume Po per una fascia di estensione di qualche chilometro attorno al suo corso, interdigitato a vari livelli dagli strati sedimentati dai suoi affluenti. La successione stratigrafica è tipicamente caratterizzata da spesse bancate di sabbie prevalenti, interdigitate da corpi lentiformi di argille, limi e talora sabbie ghiaiose. Il rapporto tra materiali grossolani (sabbie e ghiaie) e fini (limi ed argille) risulta alto. Il tratto di pianura con la successione sedimentaria descritta è comunemente definito "piana di meandreggiamento" del fiume Po.

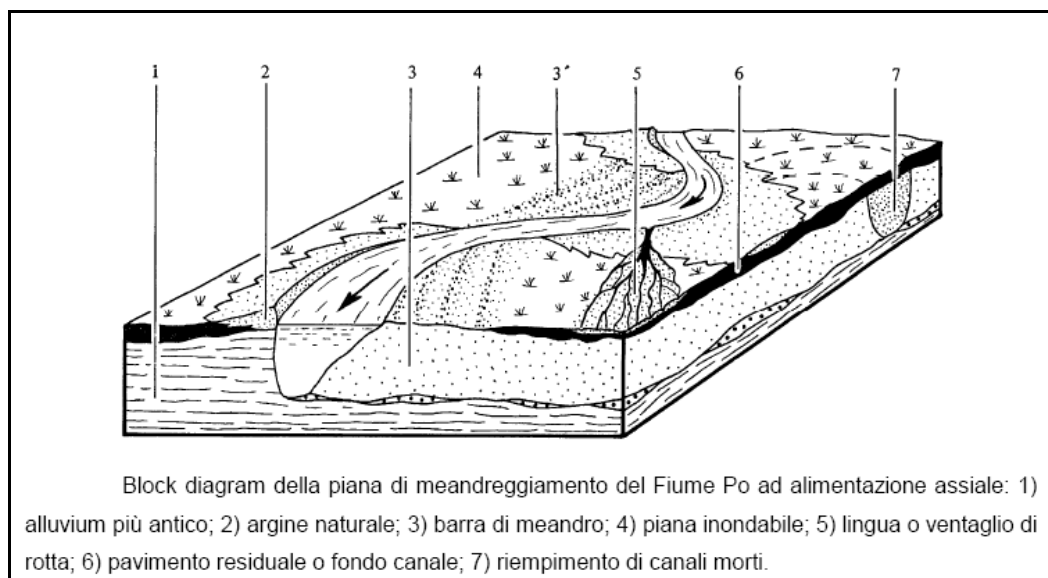


Figura 16: Piana di meandreggiamento del fiume Po (Dondi et al., 1982).

In associazione con la piana alluvionale vi è l'alveo attivo del fiume e la sua relativa piana inondabile. I depositi di alveo attivo sono rinvenibili nell'asta dei principali fiumi che solcano l'area di tesi. La morfologia dell'alveo attivo è costituita da un ampio canale quasi completamente fissato dalle opere spondali, dove si assiste alla presenza di ambienti deposizionali di elevata energia. La successione stratigrafica è caratterizzata da sabbie grossolane e ghiaietto con stratificazione piano parallela o a festoni.

La piana inondabile caratterizza invece la parte centrale delle zone perfluviali ed è delimitata dai sistemi di argine naturali paralleli ai corsi d'acqua; in passato rappresentava la zona di raccolta delle acque di piena tracimate dagli alvei incisi. La conformazione del rilievo è caratterizzata da lembi marginali di vaste depressioni con pendenze che variano tipicamente da 0.05 a 0.2%. Si tratta per lo più di superfici piane a profilo concavo con ondulazioni e modesti rilievi riferibili a depositi di argine del reticolo idrografico minore. Tali superfici sono inoltre solcate da una fitta rete di canali artificiali per il deflusso delle acque di scorrimento superficiale. In alcuni casi i corpi idrici sono impostati in corrispondenza di antichi drenaggi naturali, in altri sono il frutto degli interventi di bonifica agraria operati dal Medioevo fino ai nostri giorni. I depositi di piana inondabili sono i materiali più fini del sistema di pianura alluvionale;

predominano infatti limi e argille di decantazione con rare intercalazioni sabbiose in strati generalmente centimetrici. Localmente si rinvencono anche livelli torbosi (**Dondi et al., 1982**).

La seconda unità è invece costituita da sedimenti che caratterizzano dossi debolmente rilevati che fiancheggiano canali fluviali con alveo tipicamente inciso e impostato a quota inferiore rispetto il piano campagna. Essi presentano generalmente una forma allungata secondo l'asse del corso d'acqua e sono caratterizzati da un profilo trasversale convesso con pendenza dell'ordine dello 0.2%. La successione stratigrafica è costituita da un'alternanza di sabbia fine e limo strutturati con argilla. La frequenza dei livelli sabbiosi tende ad aumentare verso l'alto (sequenza negativa).

Altre forme caratteristiche in relazione con i dossi fluviali sono date dai conoidi alluvionali; in particolare si osserva ai piedi dell'Appennino la presenza di conoidi alluvionali formati dai corsi d'acqua che scendono dai rilievi, dai quali dipartono molti dossi a Nord-Est di Finale Emilia e Sant'Agostino: il primo appartiene al fiume Panaro attivo fino alla fine del XIX secolo, mentre il secondo appartiene al fiume Reno attivo fino alla metà del XVIII secolo. Quest'ultimo diparte dalla confluenza Samoggia - Reno e prosegue sino all'altezza di Cento, da cui prende il nome (dosso di Cento); a questo il Reno è collegato sul fianco orientale con il dosso di C. dell'Orologio. A NW di Cento dipartono il dosso di Corpo Reno a valle di un gradino morfologico, che rappresenta il bordo di un'antica arginatura artificiale, il dosso di Renazzo, il dosso delle Partecipanze, il dosso di Bevilacqua e il dosso di Sant'Agostino che si sviluppa tra Sant'Agostino, Mirabello e Vigarano Mainarda con andamento SW-NE (**Castaldini e Raimondi, 1985**).

La terza unità è data dalla presenza di diversi paleo-alvei afferenti al fiume Po. E' possibile osservare lungo tutta l'area oggetto di questa tesi alcune tracce di attività recente e medio recente.

Tale unità è tra le innumerevoli e più tipiche forme legate alla dinamica del territorio, associata alla quale si osserva la presenza di aree depresse all'interno della pianura alluvionale, che generalmente si sviluppano in associazione a vari dossi. Tali alvei fluviali abbandonati si sviluppano con direzione variabile tra SE-

NW e SW-NE e sono legati alla dinamica fluviale passata e recente principalmente del fiume Po ed in subordine dei suoi affluenti. Oltre al Po, infatti, i fiumi maggiori nell'area di studio sono il Secchia (Concordia, San Possidonio, Cavezzo), il Panaro (San Felice) e il Reno (Sant'Agostino, Mirabello), prima di convergere nel Po questi fiumi scorrevano in direzione parallela ad esso (**Castaldini e Raimondi, 1985**).

L'assetto del rilievo è caratterizzato da lievi depressioni nel piano campagna che conservano talora le forme sub-circolari e a festoni tipiche dei meandri estinti.

Lungo tali drenaggi naturali sono in genere impostate lanche fluviali (come nell'ambito della zona golena), oppure canali artificiali di bonifica agricola (come il caso delle zone perfluviali). In questi ultimi casi la conformazione del rilievo è caratterizzata da superfici piane, frammentate in appezzamenti di terreno regolari con andamento nastriforme, adattati perfettamente all'andamento del precedente assetto del canale.

La successione stratigrafica dei depositi di paleo-alveo è tipicamente caratterizzata da sabbie in facies di canale attivo e barra fluviale, chiuse verso l'alto da una successione *fining-upward* di riempimento canale (in sequenza sabbie, limi ed argille).

A completare l'assetto geomorfologico del territorio si annoverano tra gli altri anche i depositi di barra fluviale. Tali depositi si estendono nella parte concava delle anse fluviali o al centro dei corsi d'acqua a formare vere proprie isole. La conformazione del rilievo risulta nel complesso variamente ondulata in relazione ai continui mutamenti dettati durante le condizioni di piena del corso d'acqua.

La successione stratigrafica dei depositi di barra fluviale è tipicamente caratterizzata da terreni prevalentemente sabbiosi che chiudono verso l'alto a litologie limose. La sequenza stratigrafica è dunque composta da sabbie intervallate da livelli di spessore centimetrico di limo.

3.4. Inquadramento idrogeologico generale

Gli acquiferi della pianura emiliano-romagnola sono costituiti principalmente dai depositi di origine alluvionale presenti nella porzione più superficiale della pianura, per uno spessore di circa 400-500 m e, in minima parte, da depositi marino marginali. La distribuzione di questi corpi sedimentari nel sottosuolo è schematicamente rappresentata nella sezione sottostante, che attraversa tutta la pianura da Sud a Nord, ovvero dal margine appenninico, che separa gli acquiferi montani da quelli di pianura, al fiume Po; nei pressi di quest'ultimo ricade l'area oggetto di studio, caratterizzata da un materasso alluvionale prettamente sabbioso e da una falda freatica con superficie piezometrica prossima al piano campagna (www.ambiente.regione.emilia-romagna.it).

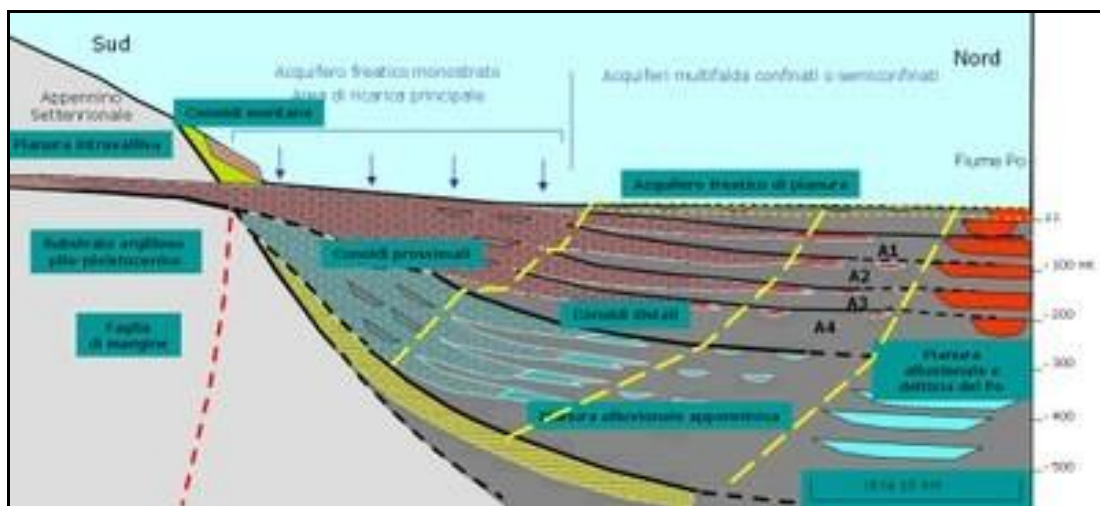


Figura 17: Schema degli acquiferi della Pianura Padana romagnola (www.ambiente.regione.emilia-romagna.it).

La distribuzione granulometrica è estremamente variabile da sito a sito, a causa dei frequenti cambiamenti di corso che hanno interessato i fiumi e i torrenti in passato e, di conseguenza, anche la conducibilità idraulica.

Il sottosuolo del territorio che si estende tra Cavezzo e Sant'Agostino è prevalentemente costituito da sequenze di acquitardo o acquicludo limose-argillose con strati di sabbia in corrispondenza di antichi alvei fluviali o di eventi inondativi. I depositi fluviali sabbiosi, grazie alla loro permeabilità elevata, creano

piccole falde sospese disseminate per tutta la pianura (**Pellegrini e Zavatti, 1980**). Questi corpi litologici sono alimentati direttamente dalle precipitazioni e dalla lenta percolazione dai sedimenti circostanti. A Nord dell'allineamento Mirandola - Finale Emilia, sono presenti superficialmente depositi a composizione limoso-argillosa, sebbene a circa 12 m di profondità sia stato trovato un deposito più grossolano, sabbioso, corrispondente all'antico letto del Po, che costituisce un acquifero confinato contenente per lo più acqua proveniente dal fiume stesso (**Di Dio, 1998**).

Le acque contenute negli acquiferi superficiali sono caratterizzate da un chimismo povero in minerali, dal momento che non vengono a diretto contatto con le acque profonde salate, contenute depositi di origine marina.

Dal punto di vista delle risorse idriche, l'intera area è pertanto caratterizzata da acqua superficiali di scarsa qualità, tanto che gli acquedotti locali estraggono e trasportano l'acqua direttamente dall'area dell'alta pianura, dove la situazione idrogeologica è molto più favorevole. La diffusa presenza di depositi sabbiosi saturi in tutta la pianura inferiore a Sud del fiume Po, rende l'area potenzialmente suscettibile al fenomeno della liquefazione, in corrispondenza di forti scosse sismiche ($M_w > 5.5$), com'è accaduto durante la sequenza sismica che ha colpito questa zona nei mesi di Maggio-Giugno 2012 (**Lo Presti et al., 2013**).

4. L'evento sismico in Emilia-Romagna

Nei mesi di Maggio e Giugno del 2012 una sequenza sismica di rilievo ha interessato la parte settentrionale dell'Italia, più nello specifico un ampio settore della Pianura Padana emiliana. La sequenza può essere suddivisa in due sub-sequenze, ognuna delle quali è caratterizzata da un evento principale:

- La prima sub-sequenza ha avuto inizio il 19 Maggio con una scossa di magnitudo 4.1 che ha preceduto l'evento principale avvenuto il 20 Maggio alle ore 02:03:52 UTC (4:03 circa ora locale), il quale ha fatto registrare una magnitudo locale (M_w) pari a 5.9. La profondità ipocentrale è stata stimata attorno ai 6.3 km mentre l'epicentro corrisponde alle coordinate 44°89' N (latitudine) e 11°23' E (longitudine), ricadendo nel comune di Finale Emilia. Le scosse successive con magnitudo superiore a 5 hanno mostrato una migrazione progressiva verso Est e sono avvenute in corrispondenza del *thrust* posto alla base dell'alto di Bondeno – Ferrara (**Emergeo Working Group, 2012**)
- La seconda sub-sequenza ha avuto inizio con l'evento principale del 29 Maggio alle ore 07:00:03 UTC (9:00 ora locale), il quale ha fatto registrare una magnitudo locale (M_w) di 5.8. La profondità ipocentrale è stata stimata attorno ai 10.2 km mentre l'epicentro corrisponde alle coordinate 44°85' N (latitudine) e 11°09' E (longitudine), ricadendo nel comune di Medolla. Le scosse successive con magnitudo superiore a 5 mostrano una migrazione progressiva verso Ovest e sono avvenute in corrispondenza del *thrust* posto alla base dell'alto di Finale Emilia – Mirandola – Novi di Modena (**Emergeo Working Group, 2012**).

Durante le prime due settimane sono state registrate 7 scosse sismiche con magnitudo locale superiore a 5; nel complesso durante tutta la sequenza sono state registrate circa 2500 scosse sismiche con magnitudo locale superiore a 2.

Tempo Origine (UTC)	Latitudine	Longitudine	Profondità (Km)	Magnitudo
2012-05-20 02:03:52	44,89	11,23	6,3	5,9
2012-05-20 02:07:31	44,86	11,37	5	5,1
2012-05-20 13:18:02	44,83	11,49	4,7	5,1
2012-05-29 07:00:03	44,85	11,09	10,2	5,8
2012-05-29 10:55:57	44,89	11,01	6,8	5,3
2012-05-29 11:00:25	44,88	10,95	5,4	5,2
2012-06-03 19:20:43	44,9	10,94	9,2	5,1

Tabella 1: Tempo di origine, localizzazione e magnitudo degli eventi con magnitudo superiore a 5.

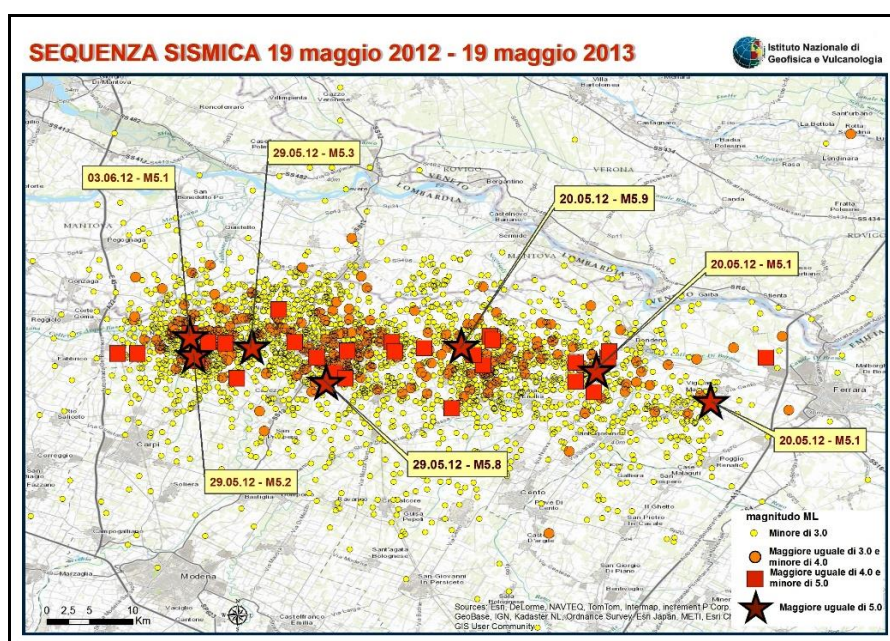


Figura 18: Distribuzione spaziale della sequenza sismica (<http://terremoti.ingv.it>).

Gli effetti delle due scosse principali possono essere riassunti come segue:

- 27 vittime, migliaia di persone ferite e almeno 40000 persone sfollate;
- danni alle infrastrutture (strade, oleodotti), principalmente dovuti a fenomeni di liquefazione o di cedimenti del suolo;
- danni a costruzioni non recenti (specialmente chiese, campanili e edifici in muratura);
- collasso di strutture isostatiche recenti (fienili e capannoni), non progettate per resistere ai terremoti.

4.1. Aspetti tettonici dell'area

Come anticipato in precedenza, l'area della Pianura Padana colpita dalla sequenza sismica è caratterizzata da un sistema di faglie inverse che costituiscono i fronti di accavallamento più esterni della catena Nord-Appenninica. Questi fronti di accavallamento sono ricoperti da una spessa coltre di sedimenti clastici, di spessore variabile tra i 100 metri e 9 chilometri, che colmano l'intera Pianura Padana (**Toscani et al., 2009**).

In Pianura Padana, in virtù della rapida sedimentazione clastica e dei limitati tassi di deformazione, le evidenze di attività tettonica sono estremamente scarse e di difficile lettura. Alcune di queste evidenze, seppur deboli, si riscontrano nelle anomalie del reticolo idrografico, sotto forma sia di deviazioni fluviali che di repentine variazioni dell'attività erosiva, variazioni che sono risultate essere controllate in prevalenza dalla crescita delle anticlinali sepolte al di sotto di tali anomalie.

Ciononostante, la geometria e la localizzazione delle principali faglie sono ben conosciute, grazie alle estensive campagne di sismica a riflessione condotte durante gli anni '70 per l'esplorazione petrolifera (**Ori e Friend, 1984**). Attualmente è in atto una fase compressiva con direzione NE-SO, documentata per mezzo di dati GPS, che porta ad un accorciamento di circa 1mm/anno (**Zerbini et al., 2006**).

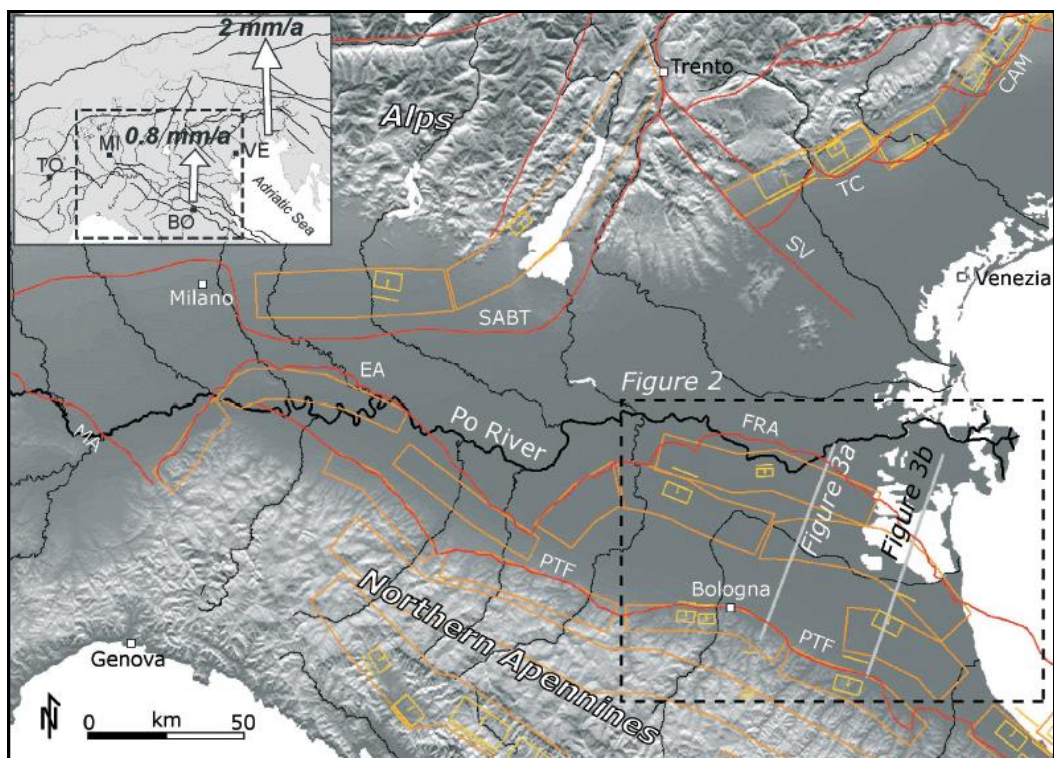


Figura 19: Mappa tettonica semplificata della Pianura Padana e delle aree circostanti, che mostra in rosso i maggiori thrust e le faglie dell'Appennino Settentrionale e del Subalpino. I poligoni gialli ed arancioni rappresentano rispettivamente sorgenti sismogenetiche ed aree sismogenetiche, dal database DISS (DISS Working Group, 2007; Basili et al., 2008). Strutture: arco del Monferrato, MA; arco delle pieghe Emiliane, EA; arco Ferrarese-Romagnolo, FRA; fronte del thrust pedeappenninico, PTF; thrust sepolto del Sudalpino Occidentale, SABL; linea Schio-Vicenza, SV; fronte del thrust Tiene-Conegliano, TC; fronte del thrust Consiglio-Maniago, CAM. I vettori GPS nel riquadro sono tratti da Serpelloni et al. (2005). [fonte Toscani et al., 2009].

4.2. La sequenza sismica

La sequenza sismica è stata registrata per mezzo delle stazioni della **Rete Accelerometrica Nazionale (RAN)**, gestita dal **Dipartimento della Protezione Civile (DPC)**, e delle stazioni della **Rete Accelerometrica in Italia Settentrionale (RAIS)**, gestita dall'**Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)**. In seguito all'evento sismico del 20 Maggio, il Dipartimento di Protezione Civile ha deciso di installare 17 stazioni aggiuntive in modo da aumentare la densità strumentale nella zona.

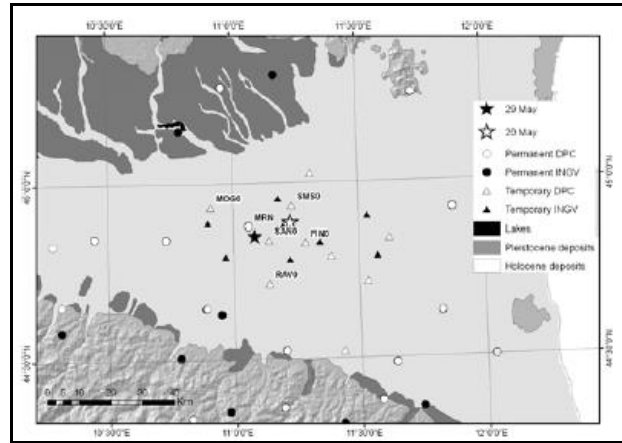


Figura 20: Localizzazione stazioni DPC e INGV (Lo Presti et al, 2013).

Gli epicentri dei terremoti avvenuti durante tutta la sequenza sismica si estendono approssimativamente lungo una direzione EO per 50 km, mentre la profondità ipocentrale varia in un intervallo di 0-40 km.

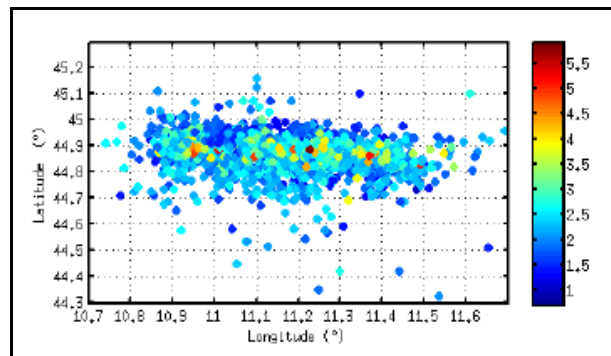


Figura 21: Distribuzione epicentrale dei terremoti in un grafico Longitudine-Latitudine. I colori sono proporzionali alla magnitudo dell'evento (Lo Presti et al, 2013).

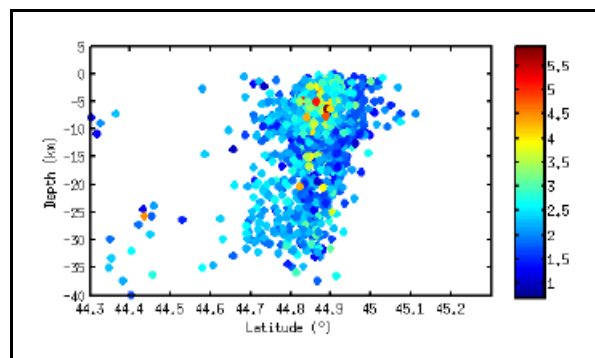


Figura 22: Distribuzione ipocentrale dei terremoti in un grafico Latitudine-Profondità. I colori sono proporzionali alla magnitudo dell'evento (Lo Presti et al, 2013).

Per i due eventi principali (20 Maggio e 29 Maggio) sono state elaborate le mappe di scuotimento (*shakemaps*) a partire dal picco di accelerazione e di velocità registrato dalle stazioni. In entrambi i casi è stata calcolata un'intensità strumentale di grado VII-VIII (Fioravanti et al., 2013), con un accelerazione di picco al suolo (PGA) non superiore a 0.32 g (stazione di Mirandola, 20 Maggio 2012) ed una velocità di picco al suolo (PGV) massima di 54 cm/s.

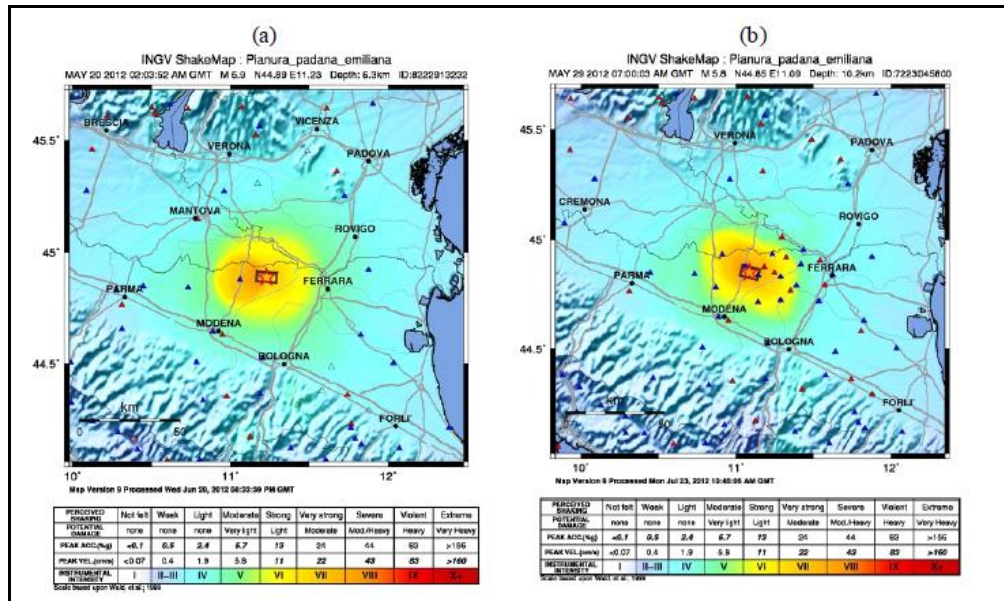


Figura 23: Shakemaps dell'intensità strumentale dei due eventi principali a) 20 Maggio 2012 b) 29 Maggio 2012 (Fioravanti et al., 2013)

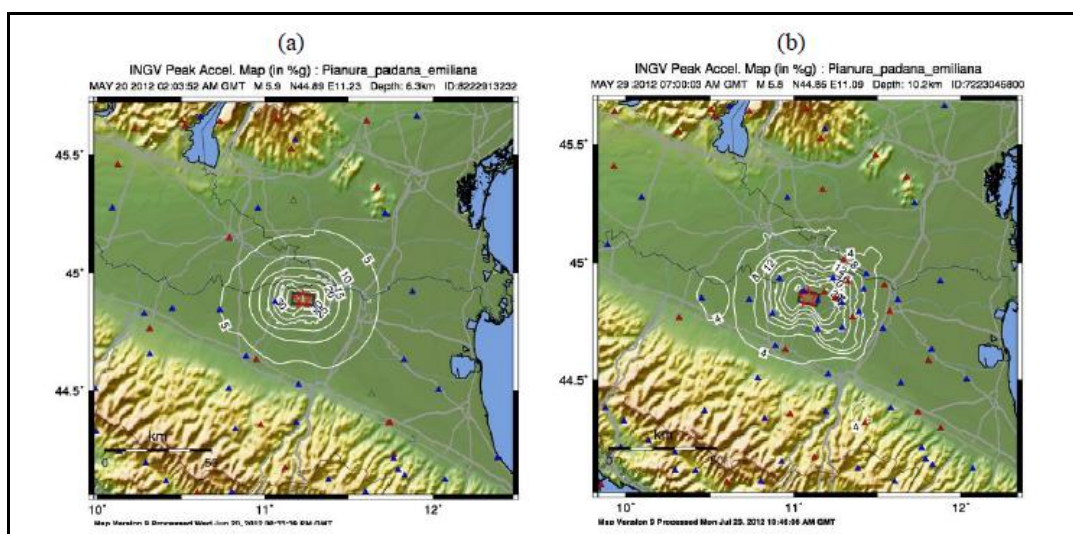


Figura 24: Shakemaps dell'accelerazione di picco al suolo dei due eventi principali a) 20 Maggio 2012 b) 29 Maggio 2012 (Fioravanti et al., 2013)

Per l'evento sismico del 29 Maggio (M_w di 5.8) è stato inoltre fatto un confronto tra l'attenuazione dell'accelerazione di picco al suolo (PGA) misurata su stazioni poste entro 200 km dall'epicentro, ad ognuna delle quali è stata assegnata una classe di suolo secondo l'Eurocodice 8, e il valore predetto dalla legge di attenuazione GMPEs (*Ground-Motion Prediction Equations*) di **Bindi et al. (2011)**:

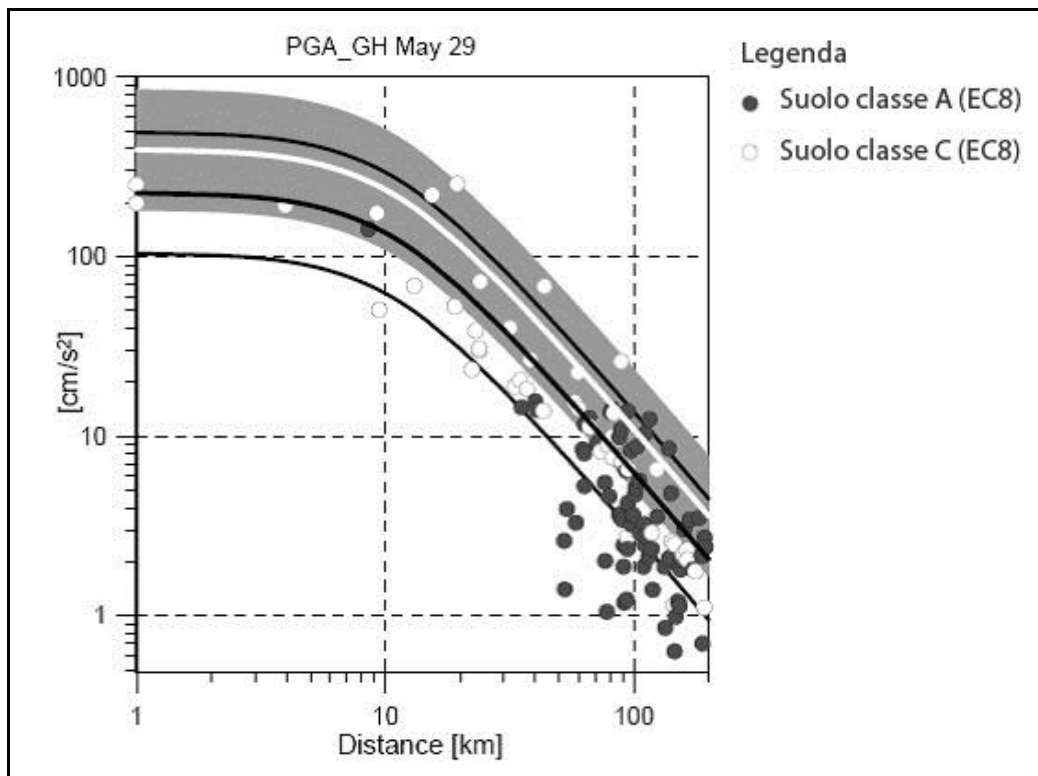


Figura 25: Grafico dell'attenuazione della PGA relativo all'evento sismico del 29 Maggio (**Lo Presti et al., 2013**)

Dal grafico si può notare come l'attenuazione dell'accelerazione di picco al suolo PGA entro i primi 20 km circa dall'epicentro è pressoché nulla o trascurabile.

4.3. I fenomeni di liquefazione

Gli eventi sismici che hanno colpito la Pianura Padana-Emiliana a partire dal 20 Maggio hanno prodotto fenomeni di liquefazione diffusi ed estesi, che hanno determinato l'inagibilità (solo temporanea nella maggior parte dei casi) di alcuni edifici, la chiusura di strade, l'interruzione di alcuni servizi per la rottura delle reti di distribuzione.

Questi fenomeni hanno interessato sia comuni più vicini all'epicentro dei maggiori sismi, come San Felice sul Panaro, Mirabello, Bondeno e Sant'Agostino, dove gli effetti si sono manifestati in modo più marcato e significativo, che comuni più lontani, come ad esempio Quistello e Moglia nel settore mantovano.

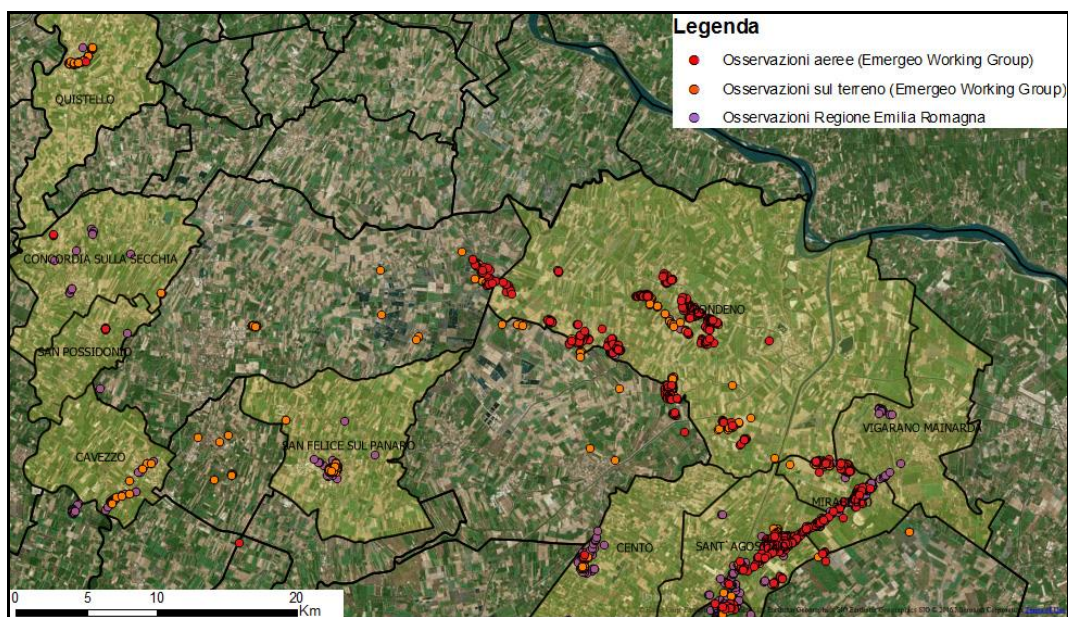


Figura 26: Casi di liquefazione a seguito dell'intera sequenza sismica.

Dalla fig.26 appare evidente che i fenomeni di liquefazione nell'intera area non siano distribuiti in modo omogeneo, bensì sono localizzati in *clusters* e allineamenti. Questa è un'indicazione che, sebbene l'area colpita appaia dal punto di vista morfologico omogeneamente pianeggiante ad eccezione di lievi differenze in altitudine e dal punto di vista geologico piuttosto monotona, devono esserci

delle caratteristiche locali che incrementano la suscettibilità dei sedimenti alla liquefazione.

La fig.27 mostra degli estratti della carta geomorfologica della Pianura Padana (Castiglioni et al., 1999) con la localizzazione dei fenomeni di liquefazione. È evidente che le caratteristiche locali che incrementano la suscettibilità dei sedimenti alla liquefazione siano la presenza di paleo-alvei, paleo-argini e delle conoidi dei fiumi presenti nell'area (Po, Panaro, Secchio e Reno).

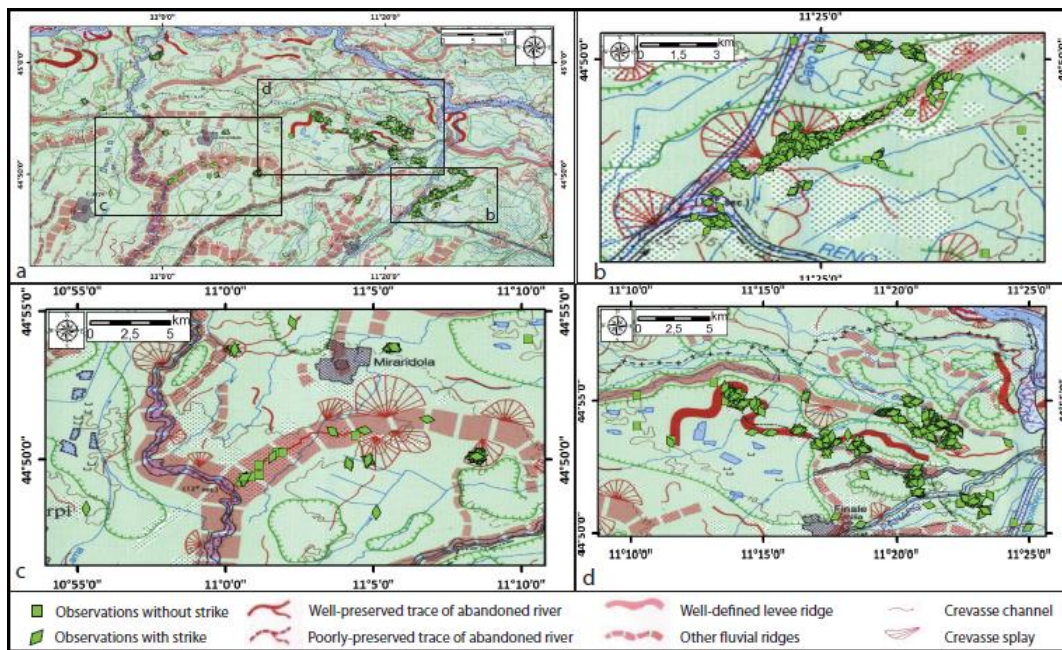


Figura 27: Confronto tra la geomorfologia dell'area colpita e la localizzazione dei fenomeni di liquefazione avvenuti (Emergeo Working Group, 2013)

La causa principale della maggiore suscettibilità a liquefazione dei depositi in corrispondenza dei paleo-alvei, paleo-argini e delle conoidi è la presenza di livelli superficiali (entro i primi 10 metri di profondità) a composizione sabbiosa-siltosa (Emergeo Working Group, 2013).

Gli effetti cosismici osservati in superficie sono stati distinti principalmente in tre tipologie, sulla base delle loro caratteristiche morfologiche e strutturali (Emergeo Working Group, 2012):

- eventi di liquefazione associati a localizzata subsidenza o rigonfiamento. Fanno parte di questa tipologia eventi singoli come vulcanelli di sabbia, crateri, presenza di sabbia in pozzi d'acqua, fontane e tombini;
- fratture accompagnate da liquefazione. In questa tipologia possiamo trovare vulcanelli multipli di sabbia allineati e allungati nella stessa direzione e fuoriuscita di sabbia dalle fratture createsi a seguito dell'evento sismico;
- fratture senza fenomeni di liquefazione. Fanno parte di questa tipologia fratture aperte, rotture del terreno e crepe senza estrusione di sabbia in superficie.

I dati sono stati raccolti in parte dalla Regione Emilia-Romagna mediante rilevamento sul terreno (dati forniti da L. Martelli) ed in parte dall'Emergeo Working Group, che ha integrato il rilevamento al suolo anche con indagini aeree (**Emergeo Working Group, 2013**). Oltre 1500 fotografie georeferenziate sono state analizzate e immesse in un sistema di informazione geografica. Il volo a bassa quota (200-300 metri), con la risoluzione necessaria per rilevare la presenza o l'assenza di effetti geologici cosismici di superficie, ha contribuito a coprire la zona colpita. Nel complesso sono stati individuati 1362 effetti cosismici su un'area di 1200 km², classificati nel seguente modo: 768 fratture con liquefazione, 485 casi di liquefazione e 109 fratture.

L'intera area colpita dalla sequenza sismica è stata suddivisa in quattro zone sulla base delle caratteristiche dei casi di liquefazione che si sono manifestati: distribuzione spaziale, evento sismico che li ha innescati, tipologia di manifestazione e caratteristiche proprie dell'evento (**Emergeo Working Group, 2012**).

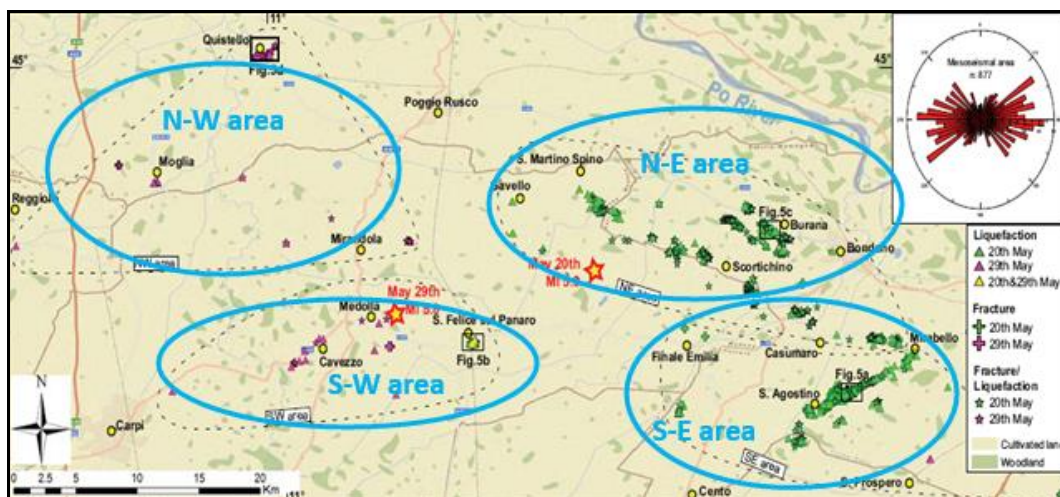


Figura 28: Localizzazione degli effetti cosismici distinti secondo le tre categorie e per evento sismico, suddivisi nelle quattro zone (Emergeo Working Group, 2012)



Figura 29: Fenomeni di liquefazione presso le località di Cavezzo (a), Concordia sul Secchia (b), Mirabello (c), San Carlo (d), San Felice sul Panaro (e) e Sant'Agostino (f). (Emergeo Working Group, 2012).

Sono stati fatti inoltre studi sui danni ai sistemi di fondazione degli edifici nelle zone più colpite (principalmente area SE). Nel complesso la sequenza sismica ha causato il danneggiamento di circa 12000 infrastrutture, tra le quali anche monumenti storici (circa 140 campanili).

Nelle immagini sottostanti si possono osservare le foto satellitari delle località di San Carlo e Mirabello con contrassegnate le zone (rettangoli tratteggiati) dove sono avvenuti danni alle fondazioni delle strutture.

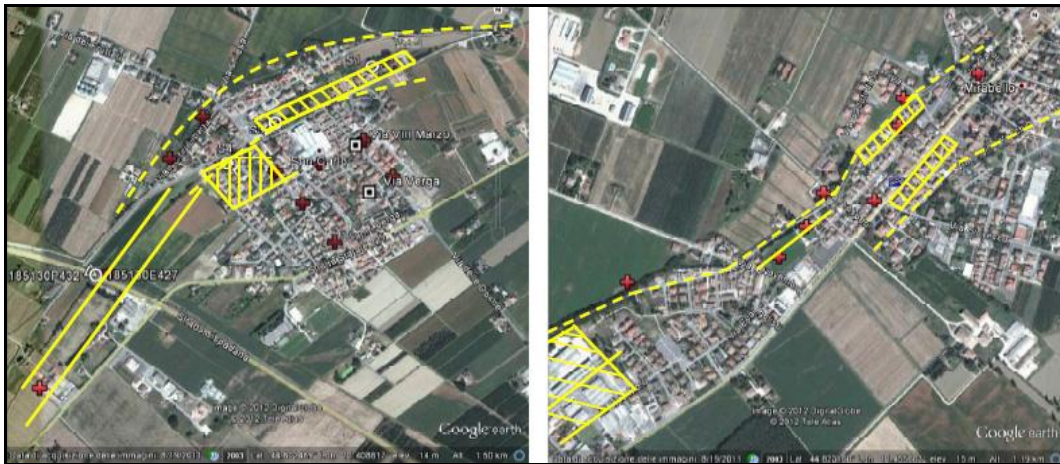


Figura 30: Immagini satellitari delle località di San Carlo (a sinistra) e Mirabello (a destra) con contrassegnate le zone (rettangoli tratteggiati) dove sono avvenuti i danni alle fondazioni delle strutture. (Fioravanti et al., 2013)



Figura 31: Fotografie di danni in un edificio a San Carlo (foto a sinistra. *Emergeo Working Group, 2012*) e un edificio a Mirabello (foto a destra. *Fioravanti et al., 2013*).

4.4. Sismicità storica

La zona della Pianura Padana interessata dalla sequenza sismica del 2012 è caratterizzata da una modesta sismicità storica, come si può notare dalla figura seguente.

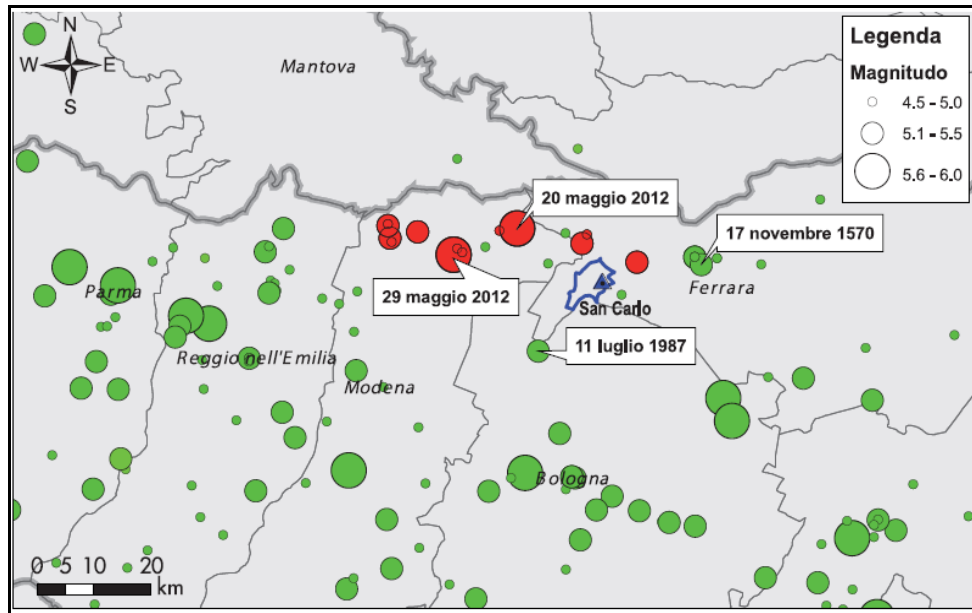


Figura 32: Distribuzione dei terremoti storici più rilevanti (pallini verdi), estratti dal catalogo CPTI11 (<http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/>), e degli eventi con magnitudo superiore a 4.5 (pallini rossi) della sequenza sismica di Maggio-Giugno 2012.

Per la valutazione della suscettibilità alla liquefazione viene utilizzato come primo criterio quello storico, che individua come siti a rischio tutti quei siti per i quali si hanno evidenze o notizie di fenomeni di liquefazione. Un catalogo contenente oltre 300 casi di liquefazione verificatisi negli ultimi 1000 anni sul territorio nazionale è stato compilato da **Galli (2000)**.

Il sisma più forte ci fu il 17 Novembre 1570 (I_0 7-8, M_w 5.46), con zona epicentrale a circa 35 km dall'epicentro del terremoto del 2012. La sequenza del 1570 registrò più scosse principali e molte località, non distanti dai luoghi in cui è stata osservata liquefazione durante la sequenza sismica in studio, furono interessate da liquefazione, maggiormente vicino a Ferrara e a Ficarolo, sull'argine sinistro del fiume Po.

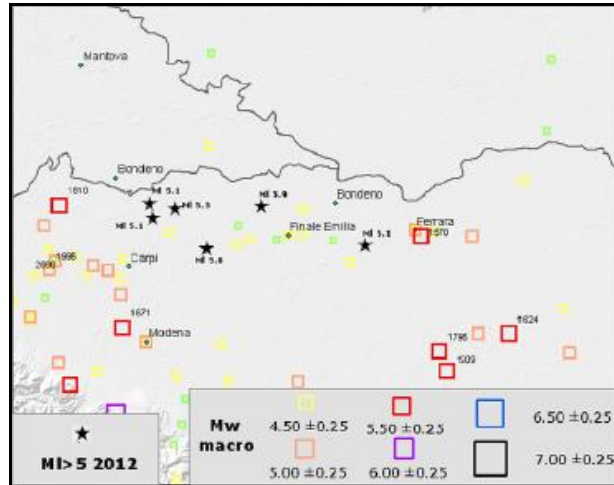


Figura 34: Sismicità storica dell'area (Castelli *et al.*, 2012)

5. La prova penetrometrica statica

Nel campo delle indagini geotecniche in-situ negli ultimi decenni vi è stato un incremento nell'utilizzo della prova penetrometrica statica (CPT) e con piezocono (CPTu) come mezzo di indagine del profilo stratigrafico lungo la verticale, dovuto principalmente all'economicità del metodo e al rapporto tra il prezzo e la qualità dei dati che si possono ottenere.

Le prove CPT e CPTu sono ideali per la ricostruzione del profilo stratigrafico grazie alla ripetitività delle misure, alla possibilità di indagare un volume maggiore rispetto alle indagini di laboratorio e alla possibilità di ottenere misure continue (risoluzione di 2cm) di parametri come la resistenza alla punta (q_c), l'attrito laterale (f_s) e la pressione u dell'acqua nei pori per quanto riguarda la prova CPTu.

Per l'interpretazione dei dati ottenuti mediante le prove CPT e CPTu vengono utilizzate correlazioni empiriche (carte di classificazione dei terreni) ottenute su diversi database, questo causa limiti intrinseci come quello dell'estrapolazione a contesti diversi rispetto a quelli relativi al database.

Le principali carte di classificazione presenti in letteratura sono quelle di **Begemann (1965)**, **Schmertmann (1978)** e **Searle (1979)** per le CPT e quelle di **Robertson et al. (1986)**, **Robertson (1990)** ed **Eslami e Fellenius (1997;2000)** per le CPTu.

5.1. Evoluzione della strumentazione

La prova penetrometrica statica si è sviluppata a partire dagli anni '30 con l'utilizzo dei primi penetrometri di tipo meccanico, inizialmente capaci di misurare la sola resistenza alla punta (q_c) dei materiali attraversati, ma con l'aggiunta di un manicotto sopra la punta conica fu resa possibile anche la misura della resistenza laterale (f_s).

A partire dagli anni '50 furono sviluppati i primi penetrometri di tipo elettrico, che offrivano una maggiore velocità nell'esecuzione della prova ed il vantaggio di una misura continua ed automatica dei dati.

La successiva evoluzione della prova avvenne con lo sviluppo e l'utilizzo del piezocono nei penetrometri elettrici, che ha permesso di ottenere un terzo parametro con la misurazione della pressione u dell'acqua nei pori durante l'avanzamento del penetrometro.

Infine, negli ultimi decenni è stata possibile l'implementazione di un numero sempre maggiore di sensori all'interno del penetrometro come elettrodi, geofoni, rilevatore di isotopi radioattivi, ecc.

5.2. CPT, CPTe e CPTu

La prova penetrometrica statica (Cone Penetration Test) è un mezzo di indagine molto diffuso in Italia poiché, ad un costo modesto, associa la possibilità di identificare con buona approssimazione la successione stratigrafica lungo la verticale e la stima di molti parametri geotecnici sia in terreni a grana fine che in terreni a grana medio-grossa (ghiaie escluse).

Si tratta di una prova autoperforante, in quanto non richiede l'esecuzione di un foro di sondaggio, e consiste nell'infissione nel terreno di una punta conica con velocità di avanzamento costante (20 mm/s). La punta conica, che ha un diametro di 35.7 mm ed un angolo di apertura di 60° , è collegata al dispositivo di spinta mediante una batteria di aste. Attualmente esistono varie configurazioni del penetrometro: meccanico, elettrico ed elettrico con piezocono.

Il penetrometro statico di tipo meccanico (CPT) presenta come vantaggi il basso costo iniziale e la semplice operatività. In terreni omogenei di consistenza medio-elevata, senza brusche variazioni di resistenza alla punta, i risultati ottenuti sono affidabili, purché siano assicurati un buono stato di manutenzione dello strumento ed una buona esperienza dell'operatore. L'affidabilità si riduce decisamente quando si opera in terreni teneri, perché le resistenze alla penetrazione sono dedotte da misure di forza effettuate in superficie e quindi affette da errori dovuti al peso proprio, alla deformabilità delle aste ed agli attriti tra le varie parti dell'attrezzatura. L'interpretazione dei dati diventa insoddisfacente, in termini qualitativi, anche in presenza di depositi finemente stratificati, poiché le misure di resistenza alla punta (q_c) e di attrito laterale (f_s) non sono indipendenti tra loro e si riferiscono a profondità leggermente diverse. Una ulteriore fonte di errore è rappresentata dal fatto che la profondità delle misure è desunta dalla lunghezza delle aste e quindi soggetta ad errore derivante dalla deviazione dalla verticale.

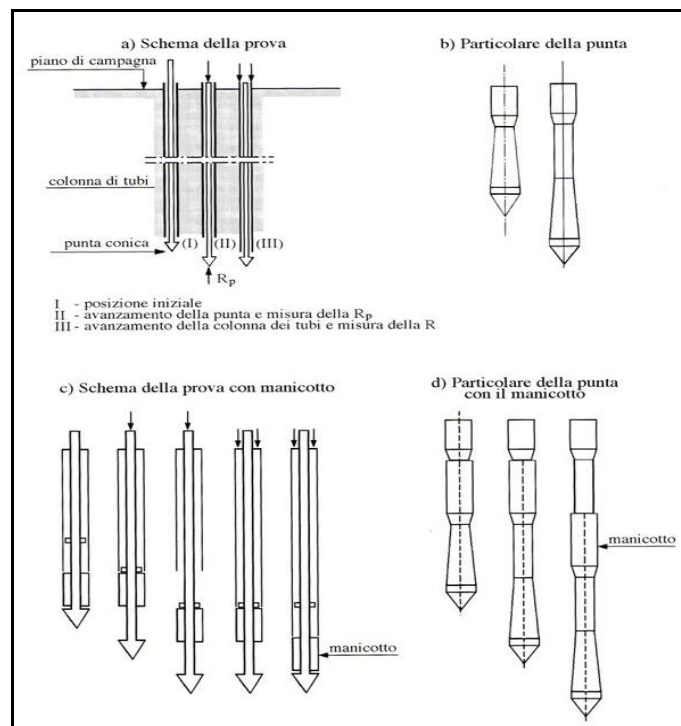


Figura 35: Penetrometro meccanico.

Il penetrometro statico di tipo elettrico (CPTe) rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico. La sua affidabilità rimane elevata anche nel caso di terreni teneri; le misure di resistenza alla punta e di attrito laterale sono eseguite

localmente e in maniera indipendente tramite trasduttori elettrici che inviano il segnale alla centrale in superficie per mezzo di cavi posti all'interno della batteria di aste cave. Attraverso l'utilizzo di un inclinometro alloggiato nelle aste è possibile ottenere una misura della deviazione dalla verticale e di correggere errori conseguenti. Il penetrometro elettrico è caratterizzato dalla precisione e ripetibilità dei risultati (tipicamente ogni 2-5cm), dalla possibilità di ottenere i dati sia in formato grafico che digitale, il che permette di applicare metodologie statistiche ai dati registrati, e alla possibilità di incorporare altri sensori. I limiti di tale strumento risiedono nel maggior costo e negli errori derivanti dalle componenti elettroniche (non linearità ed isteresi delle celle di pressione, sensibilità alle variazioni di temperatura, calibrazione).

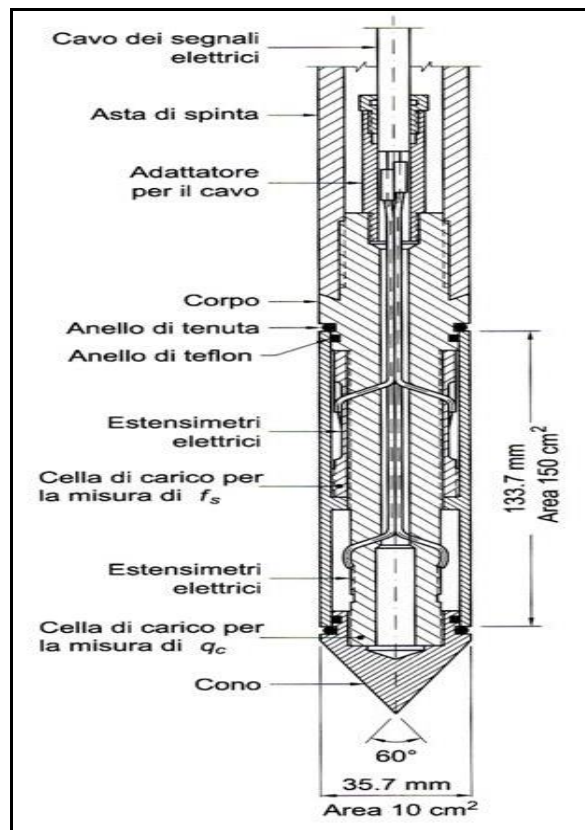


Figura 36: Penetrometro elettrico.

Il penetrometro statico con piezocono (CPTu) è di un penetrometro elettrico dotato di un filtro poroso che rende possibile la misura della pressione dinamica dell'acqua interstiziale (u) durante l'avanzamento. La misura corretta del valore di

u è condizionata dalla completa saturazione del filtro; la non saturazione comporta infatti la perdita di sensibilità nell'identificazione di strati sottili, errati valori della pressione interstiziale nel corso della penetrazione ed un ritardo nel raggiungimento di un valore corretto quando si riprende la prova dopo una sosta.

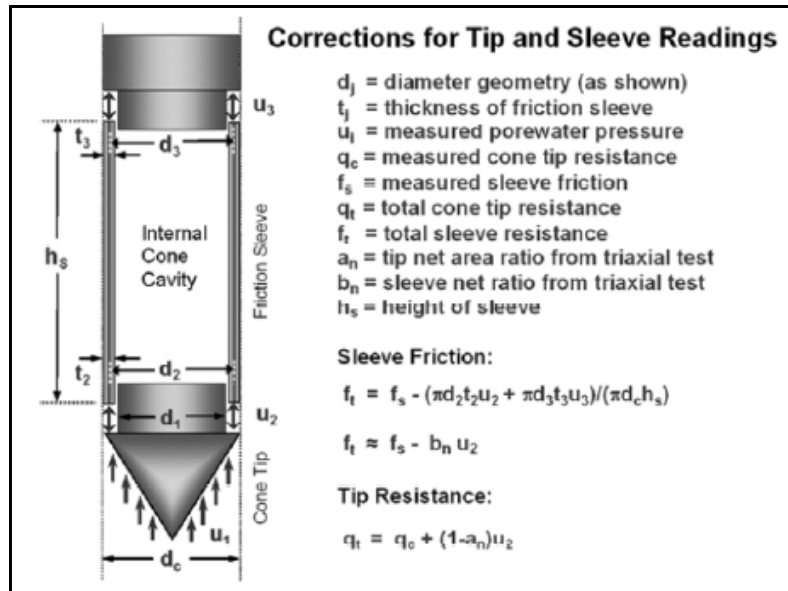


Figura 37: Penetrometro con piezocono.

Il filtro poroso può essere disposto in tre diverse posizioni; sulla punta (u_1), tra la punta ed il manicotto (u_2) ed infine sopra il manicotto (u_3).

Viene utilizzata principalmente la configurazione con il filtro poroso inserito tra la punta ed il manicotto poiché permette di determinare l'*attrito laterale corretto* (f_t) e la *resistenza alla punta corretta* (q_t). I due parametri corretti tengono conto della differenza tra l'area della punta A_c e l'area della parte del cono che agisce direttamente sulla cella di carico A_n . Il valore di q_t è dato dall'equazione:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_n)$$

con: $a_n = \frac{A_n}{A_c}$

Il valore di a_n si determina sperimentalmente per ogni piezocono ed è in genere compreso tra 0.55 e 0.9 (le norme ASTM suggeriscono un valore di $a_n > 0.8$)

5.3. Interpretazione dei dati

Le prove CPT, CPTe e CPTu consentono di determinare mediante correlazioni empiriche o semiempiriche i seguenti parametri:

- profilo stratigrafico ricavato indirettamente da q_c , f_s ed u_2 ;
- angolo di resistenza al taglio nei terreni granulari;
- resistenza al taglio non drenata nei terreni coesivi.

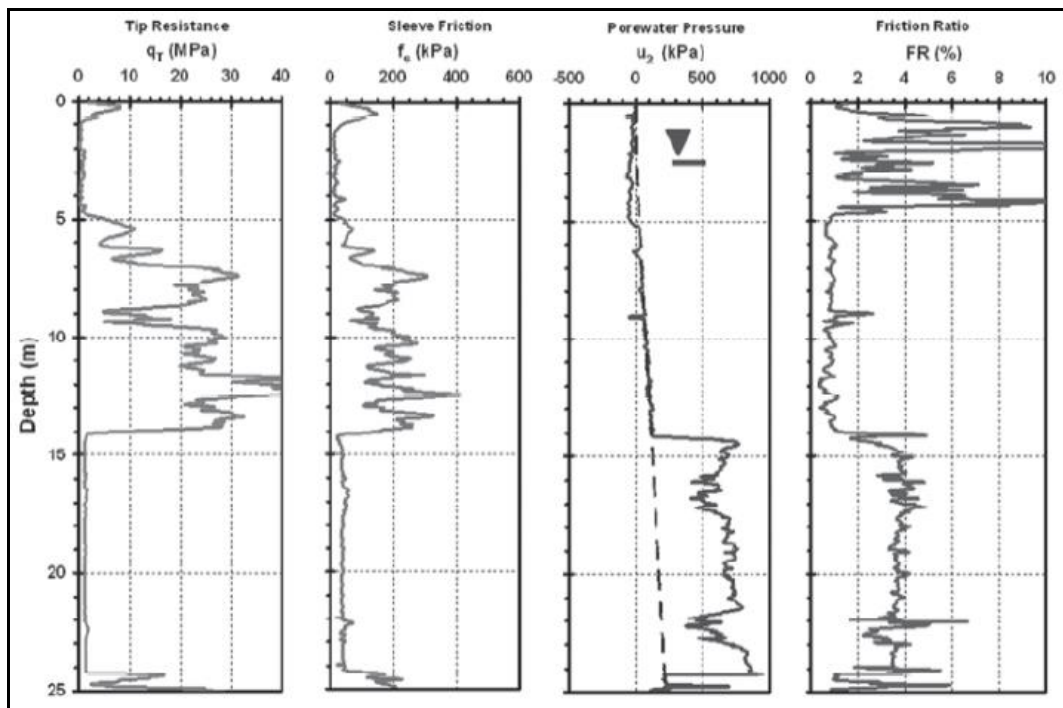


Figura 38: Esempio di rappresentazione dei dati di una prova CPTu.

I risultati delle prove sono rappresentati in grafici e tabelle aventi in ordinata la profondità ed in ascissa le misure di q_t (q_c corretto), f_s ed u_2 (quest'ultimo nel caso delle CPTu). Generalmente è presente una ulteriore tabella con un parametro denominato rapporto di attrito o di frizione (*Friction Ratio*, R_f), dato dal rapporto di f_s e q_c espresso in percentuale:

$$R_f = (f_s / q_c) \times 100$$

Correlazioni empiriche CPT

Le principali carte di classificazione presenti in letteratura per quanto riguarda la prova penetrometrica statica di tipo meccanico (CPT) sono quelle di **Begemann (1965)**, **Schmertmann (1978)** e **Searle (1979)**.

Begemann (1965): Begemann fu un pioniere nel campo della ricostruzione del profilo stratigrafico per mezzo delle CPT; egli mostrò infatti che il tipo di suolo non è funzione diretta della resistenza alla punta (q_c) o della resistenza all'attrito laterale (f_s), bensì funzione della combinazione di questi due parametri (R_f). Costruì quindi una carta di classificazione nella quale dispose q_c sull'asse delle ordinate ed f_s sull'asse delle ascisse, entrambi in scala lineare.

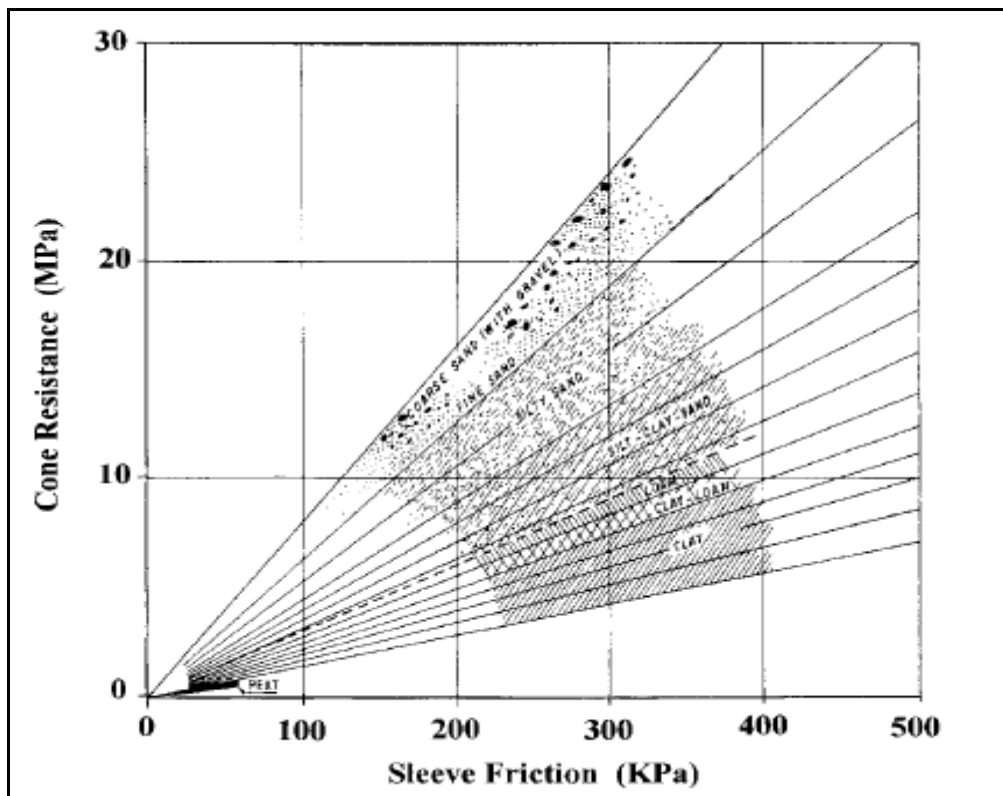


Figura 39: Carta di classificazione di **Begemann (1965)**.

Il rapporto di frizione (R_f), mostrato dall'inclinazione delle varie linee che si aprono a ventaglio a partire dall'origine (ottenute sulla base della percentuale in peso di particelle con diametro inferiore a $16 \mu\text{m}$), identifica i vari tipi di suolo.

Soil Type as a Function of Friction Ratio (Begemann, 1965)			
Coarse sand with gravel through fine sand	1.2 %	-	1.6 %
Silty sand	1.6 %	-	2.2 %
Silty sandy clayey soils	2.2 %	-	3.2 %
Clay and loam, and loam soils	3.2 %	-	4.1 %
Clay	4.1 %	-	7.0 %
Peat			>7 %

Begemann costruì la carta di classificazione servendosi di un database comprendente 250 dati relativi a suoli olandesi. Il risultato fu quello di ottenere una carta di classificazione sito-specifica, ovvero direttamente applicabile solo in contesti geologici simili a quello dove è stata sviluppata. Si tratta comunque di uno strumento che ha un importante valore qualitativo.

Schmertmann (1978): questa carta di classificazione è stata creata utilizzando i dati di Begemann ed implementandoli con dati provenienti da prove penetrometriche statiche di tipo meccanico effettuate in Florida.

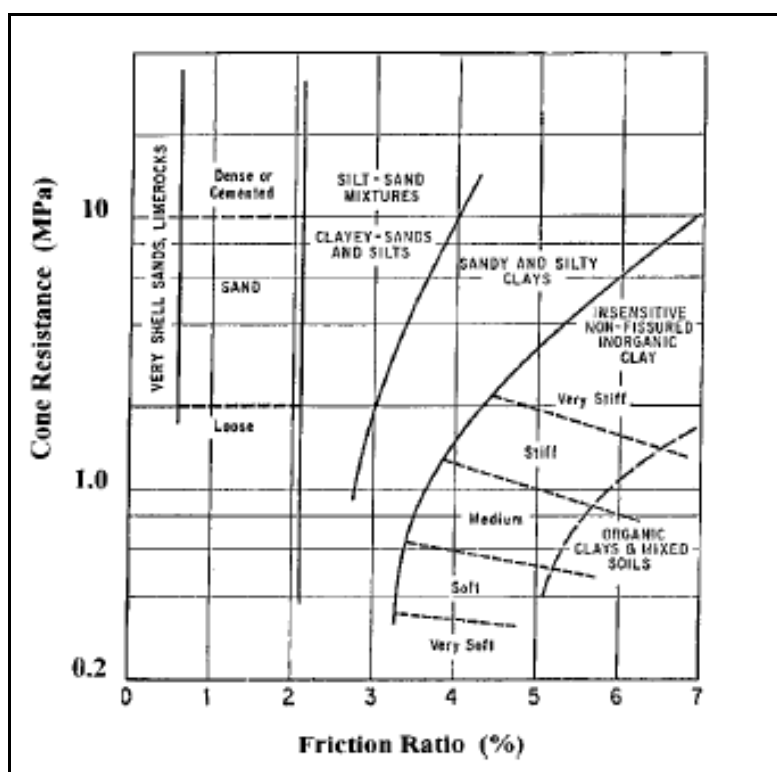


Figura 40: Carta di classificazione di Schmertmann (1978).

Si tratta di un grafico semilogaritmico con il rapporto di frizione (R_f) in ascissa in scala lineare e la resistenza alla punta (q_c) in ordinata in scala logaritmica. Questa carta di classificazione fornisce indicazioni qualitative di addensamento delle sabbie (più il valore di q_c è alto maggiore è l'addensamento) e di consistenza per le argille (maggiore è il valore di f_s e più l'argilla è consistente).

La correlazione presente in questa carta di classificazione può essere profondamente diversa a seconda del contesto geologico alla quale viene applicata; è necessaria quindi una ricalibrazione se utilizzata in contesti geologici differenti da quelli delle zone dove sono stati raccolti i dati (Florida e Olanda).

Le principali differenze con la carta di classificazione di Begemann riguardano i limiti relativi alle diverse litologie e la non linearità tra q_c e f_s .

Searle (1979): la carta di classificazione presenta in ascissa il parametro R_f in scala logaritmica e in ordinata il parametro q_c in scala logaritmica. Come per la carta di classificazione di Schmertmann, anche questa fornisce indicazioni aggiuntive oltre al tipo di terreno, indicando il grado di addensamento delle sabbie e il grado di consistenza dei terreni a grana fine.

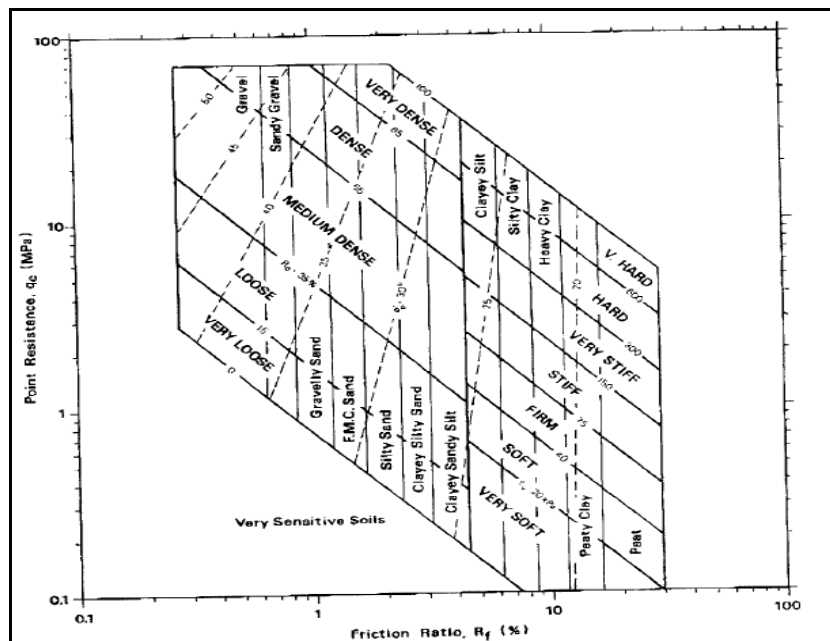


Figura 41: Carta di classificazione di Searle (1979).

Attraverso l'analisi dei dati tramite computer sono state definite le equazioni che definiscono i vari parametri e che rappresentano le linee di divisione tra i vari tipi di terreno:

Dimensione media dei grani (*average grain size*) A.C.S = $1.16 \cdot R_f^{-3.52}$

Densità relativa $R_d = 43 \log_{10} (q_c \times f_s \times 1.33)$

Linee di separazione dei tipi di terreno:

$$\begin{cases} R_f = 0.267 \times 10^{0.284n} \\ R_f = 0.856 \times 10^{0.284n} \end{cases}$$

con $n = 0, 1, 2, 3, 4, 5$

Coesione non drenata $C_u = R_f \times q_c \times 6.67$

Angolo di attrito drenato $\varphi' = \frac{\log_{10}(R_f) - 2.87 + \log_{10}(q_c)}{0.021 \log_{10}(q_c) - 0.88}$

L'applicabilità di questa carta di classificazione è minore nel caso di argille molto molli, argille sensitive e suoli cementati.

Correlazioni empiriche CPTu

Le principali carte di classificazione presenti in letteratura per quanto riguarda la prova penetrometrica statica con piezocono (CPTu) sono quelle di **Robertson et al (1986)**, **Robertson (1990)** ed **Eslami e Fellenius (1997,2000)**.

Robertson et al (1986): **Robertson e Campanella (1983)** furono i primi a presentare una carta di classificazione per CPTu con la resistenza alla punta (q_c) corretta per mezzo del parametro u_2 :

$$q_t = q_c + u_2(1 - a_n)$$

q_t = resistenza alla punta corretta

q_c = resistenza alla punta misurata

u_2 = pressione interstiziale misurata tra cono e manicotto.

a_n = rapporto tra l'area della parte di cono che agisce direttamente sulla cella di carico e l'area totale del cono.

Furono create in seguito due carte di classificazione utilizzando il medesimo parametro in ordinata (q_t) e due parametri differenti in ascissa (R_f e B_q)

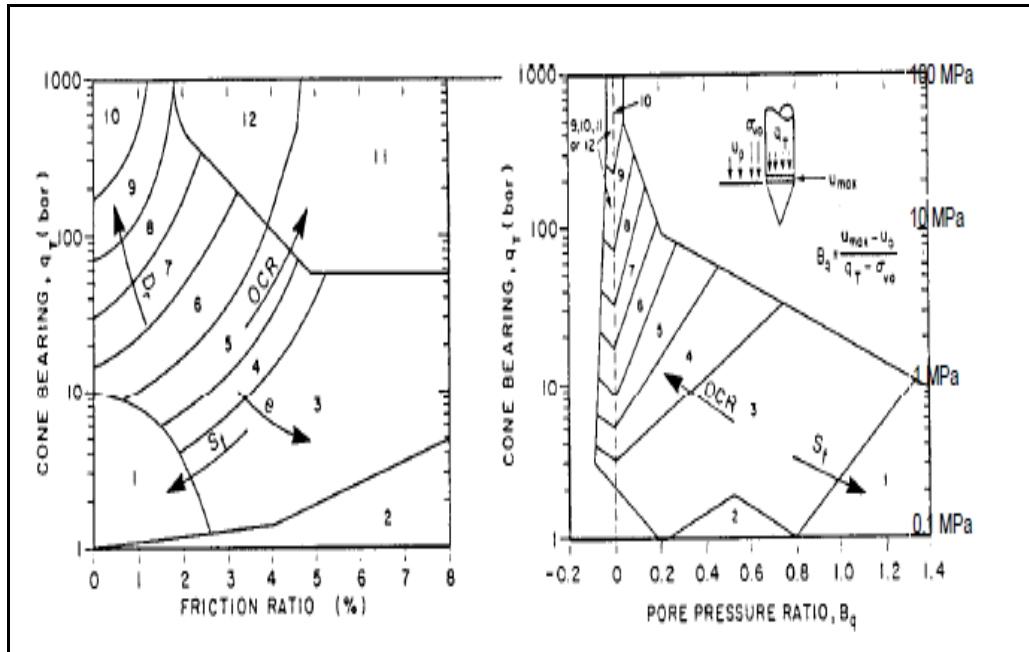


Figura 42: Carta di classificazione di **Robertson et al (1986)**.

B_q è un parametro che indica il rapporto di pressione nei pori:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_v} \quad u_0 = \text{pressione neutra}, \sigma_v = \text{pressione litostatica totale}$$

Queste due carte di classificazione si basano sull'identificazione litologica in termini di *Soil Behaviour Type* (SBT), ovvero del comportamento meccanico in sito del terreno piuttosto che sulla classificazione per mezzo di criteri basati sulla distribuzione granulometrica e sulla plasticità del materiale determinate su campioni indisturbati.

Entrambe le carte sono divise in dodici aree numerate che identificano dodici tipi differenti di terreno:

- | | |
|--|--|
| 1. Suolo a grana fine sensitivo | 8. Da sabbia a sabbia limosa |
| 2. Suolo organico | 9. Sabbia |
| 3. Argilla | 10. Da sabbia a sabbia ghiaiosa |
| 4. Da argilla limosa ad argilla | 11. Suolo a grana fine molto compatto |
| 5. Da limo argilloso ad argilla limosa | 12. Da sabbia a sabbia limosa sovraconsolidata o cementata |
| 6. Da limo sabbioso a limo argilloso | |
| 7. Da sabbia limosa a limo sabbioso | |

Gli autori affermano che occasionalmente un dato può ricadere in due aree differenti nelle due carte di classificazione e raccomandano un test di dissipazione delle pressioni neutre per decidere in quale area posizionare il dato.

Robertson (1990): l'autore presenta una carta di classificazione con due nuovi parametri, per tenere conto dell'influenza che la pressione litostatica può avere con la profondità.

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v} \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_v} \quad \text{rapporto di frizione normalizzato}$$

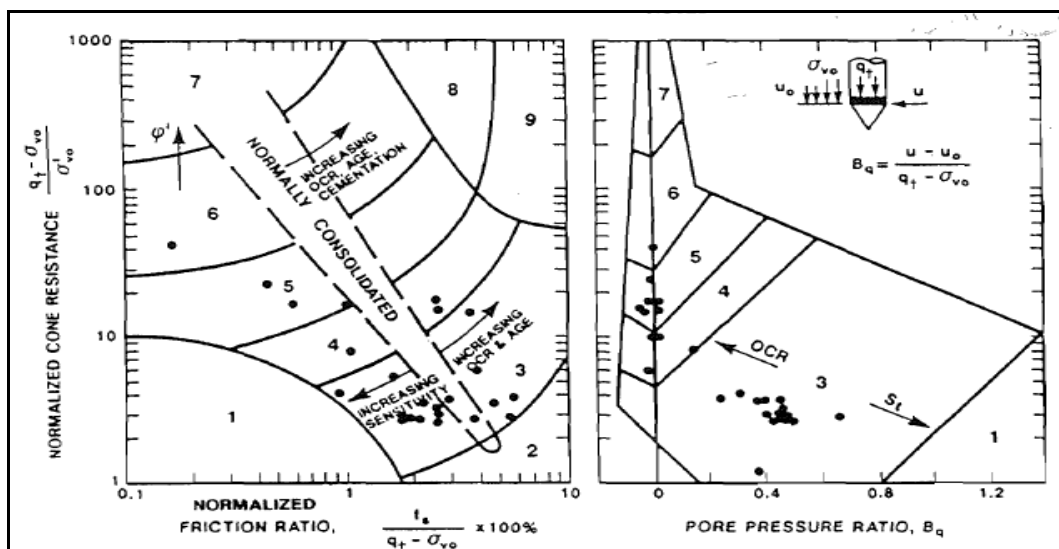


Figura 43: Carta di classificazione di **Robertson (1990)**.

Una ulteriore differenza dalla precedente carta di classificazione (**Robertson et al., 1986**) è il numero di aree in cui è divisa, passando da dodici a nove:

- | | |
|---|--|
| 1. Terreno sensitivo a grana fine | 7. Da sabbie ghiaiose a sabbie |
| 2. Terreno organico – torba | 8. Da sabbie molto dense a sabbie argillose* |
| 3. Argille – da argille ad argille limose | 9. Terreni a grana fine* molto compatti |
| 4. Limi – da limi argillosi ad argille limose | |
| 5. Sabbie - da sabbie limose a limi argillosi | |
| 6. Sabbie – da sabbie a sabbie limose | |

(*) fortemente sovraconsolidata o cementata.

L'applicazione della carta di **Robertson (1990)** può essere semplificata facendo ricorso ad un indice normalizzato dell'SBTn (*normalized soil behaviour tipe*) I_c , che rappresenta il raggio dei cerchi concentrici che identificano i confini tra le diverse zone SBTn ed è espresso dalla seguente formula:

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \text{Log}Q_t)^2 + (\text{Log}FR + 1.22)^2}$$

L'autore consiglia di utilizzare questa carta di classificazione per profondità maggiori di 30 metri dal piano campagna.

Eslami e Fellenius (1997): i due autori sviluppano una carta di classificazione basata su un database contenente dati di prove CPT e CPTu associati a prove di laboratorio su campioni provenienti da 20 siti in varie parti del mondo. Il database non contiene casi di suoli cementati o argille molto compatte, di conseguenza tali litotipi non vengono riportati nel grafico.

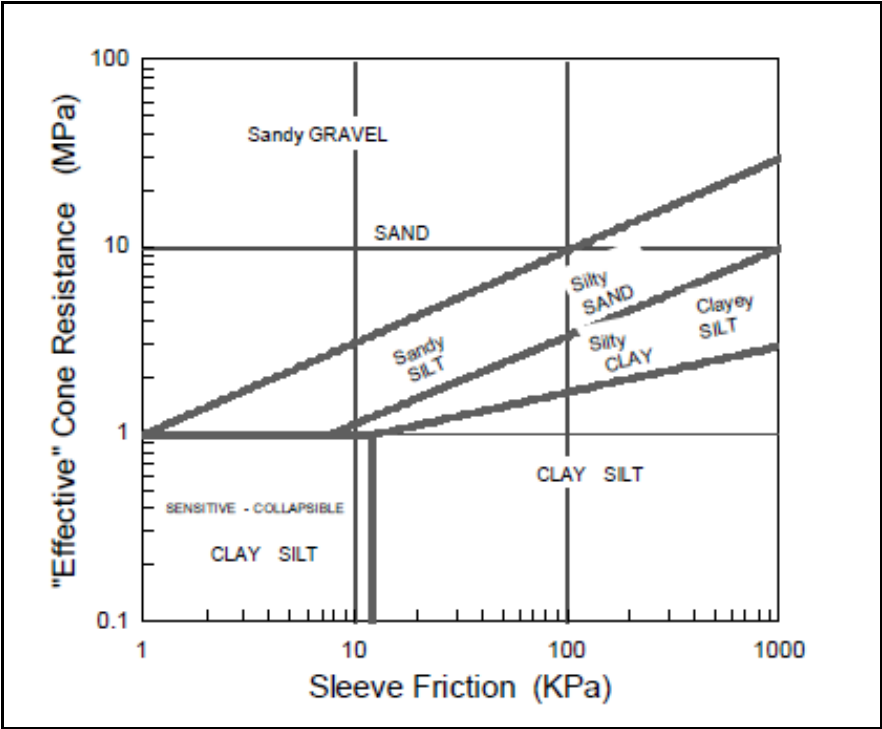


Figura 44: Carta di classificazione di Eslami e Fellenius (1997)

In ascissa è riportato f_s , mentre in ordinata è riportato un nuovo parametro denominato resistenza alla punta efficace (q_E) ottenuto tramite la seguente equazione:

$$q_E = q_t - u_2$$

In suoli sabbiosi densi la q_E differisce solo marginalmente dalla q_t , al contrario in suoli a grana fine la pressione neutra potrebbe rendere differenti i due parametri.

La carta di classificazione viene divisa dagli autori in una serie di campi nominati tramite la classificazione del Canadian Foundation Engineering Manual (**Canadian Geotechnical Society, 1985**):

1. Argille e/o limi sensitive e rigonfianti
2. Argille e/o limi
3. Argille limose e/o limi argillosi
4. Limi sabbiosi e/o sabbie limose
5. Sabbie e/o sabbie ghiaiose

6. Valutazione della suscettibilità di liquefazione

Il fenomeno della liquefazione può essere analizzato seguendo diversi metodi, ognuno dei quali utilizza diversi parametri per calcolare la sensibilità di un sito al fenomeno della liquefazione. I metodi possono essere suddivisi sulla base del dettaglio dell'indagine e dell'approccio che seguono; si hanno quindi due grandi gruppi che sono i metodi di analisi qualitativa ed i metodi di analisi quantitativa. Questi ultimi possono essere a loro volta suddivisi in metodi dall'approccio deterministico e metodi dall'approccio probabilistico.

6.1. Analisi qualitativa

I metodi di analisi qualitativa hanno come scopo quello di riuscire a localizzare il fenomeno. Generalmente si tratta di criteri molto approssimati che si limitano a valutare la suscettibilità dei depositi, indipendentemente dall'entità della scossa sismica che può produrre la liquefazione. Tali metodi non danno quindi la possibilità di misurare l'entità del fenomeno, ma solo delle stime sulla possibilità che avvenga. Questi metodi possono basarsi su fonti indirette, quali dati storici sulla sismicità dell'area ed osservazioni sulle caratteristiche dei siti che sono stati interessati da fenomeni di liquefazione. Alcuni criteri possono utilizzare anche parametri desunti da prove d'identificazione (SPT) come la granulometria, lo stato di addensamento e la pressione di confinamento. Questi criteri vengono confermati durante i terremoti successivi a quelli di riferimento ed il loro utilizzo è principalmente per fini di pianificazione. È da sottolineare comunque la loro scarsa attendibilità in situazioni diverse da quelle di origine.

Nel seguito verrà proposta una rapida analisi di alcuni criteri utilizzati ancora oggi ma senza descriverli nel dettaglio, poiché non utilizzati come metodi di riferimento di questo lavoro.

Partendo dal grado di approfondimento più basso troviamo il metodo di **Youd e Perkins (1978)**, utilizzato a scala urbanistica per la microzonazione sismica. Si tratta di un metodo di rapida applicazione e basa la valutazione della propensione alla liquefazione dei depositi su alcune caratteristiche geologiche e stratigrafiche

dei terreni: trae infatti origine dall'osservazione della correlazione fra grado di danneggiamento subito dalle costruzioni durante i forti terremoti ed il tipo di deposito, la profondità della falda e l'età.

Attraverso questi tre parametri (tipo di deposito, soggiacenza falda ed età) viene fornito un punteggio, prodotto dei punteggi parziali, che fornisce un'indicazione qualitativa del grado di vulnerabilità del deposito.

Punteggio totale	Probabilità di liquefazione
< 10	Molto bassa
10 – 20	Bassa
21 – 50	Moderata
51 – 80	Alta
> 80	Molto alta

Figura 45: Vulnerabilità depositi (Youd e Perkins, 1978).

Tipo di deposito	Età del deposito			
	<500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Depositi continentali				
Canali fluviali	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianure di esondazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pianure e conoidi fluviali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto bassa
Spianate e terrazze marine	---	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Colluvionali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Scarpate	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Dune	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto bassa
Glaciali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tuff	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Thepra	Alta	Alta	?	?
Terreni residuali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Sekbha	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zone costiere				
Deltaici	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Di estuario	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagunari	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Riempimenti				
Non compattati	Molto alta	----	----	----
Compattati	Bassa	----	----	----

Figura 46: Tabella suscettibilità alla liquefazione (tipo deposito - età deposito)

Un'analisi più approfondita tiene conto delle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno, attraverso l'utilizzo dei dati provenienti da indagini in sito (CPT ed SPT).

Un primo caso è il “**Criterio della normativa cinese**” che tiene conto del numero di colpi critici N_{crit} (prova SPT) per il calcolo della suscettibilità di un deposito alla liquefazione. Se $N_{spt} < N_{crit}$ è altamente probabile che la liquefazione avvenga.

Il valore limite è dato dalla seguente espressione, applicabile a terreni sabbiosi con indice di plasticità inferiore a 3:

$$N_{crit} = N' [1 + 0.125 (d_s - 3) - 0.05 (d_w - 2)]$$

- N' è il numero di colpi di riferimento che varia al variare dell'intensità del terremoto;
- d_s è la profondità in metri dello strato;
- d_w è la profondità della falda.

Per tener conto della percentuale di argilla C , si usa invece la seguente formula:

$$N_{crit} = N' [1 + 0.125 (d_s - 3) - 0.05 (d_w - 2)] (3/C)^{0.5}$$

Secondo la **Normativa Francese**, anch'essa molto utilizzata, i terreni suscettibili a liquefazione sono:

a) terreni sabbiosi e limosi con le seguenti proprietà:

- grado di saturazione $S_r = 100\%$;
- coefficiente di uniformità $U_c = D_{60}/D_{10} < 15$;
- $0.05 \text{ mm} < D_{50} < 1.5 \text{ mm}$

b) terreni sabbiosi con frazione argillosa caratterizzati da:

- $D_{15} > 0.05 \text{ mm}$;
- limite liquido $WL < 35\%$
- contenuto d'acqua naturale $W > 0.9 WL$
- posizione sulla carta di plasticità di Casagrande al di sotto della linea A (IP < 10.95 , $WL < 35\%$)

Kuribayashi e Tatsuoka (1975), sulla base di osservazioni fatte in occasione di un buon numero di terremoti, hanno fornito un'indicazione sul livello di intensità che la scossa sismica deve raggiungere per indurre fenomeni di liquefazione, dimostrando che esiste una relazione lineare fra la magnitudo ed il logaritmo della distanza entro la quale si possono avere significativi fenomeni di liquefazione. Da questi studi è emerso che, entro un certo raggio R dall'epicentro di un sisma, si possono verificare fenomeni di liquefazione in depositi alluvionali recenti con falda prossima al piano campagna.

Il raggio R è dato dalla seguente equazione:

$$\text{Log}_{10}R = 0.77M - 3.6$$

Successivamente molti ricercatori (**Ambraseys 1991, Galli e Meloni 1993, Papadopoulos e Lefkopulos 1993**) hanno portato avanti studi per individuare una migliore correlazione tra magnitudo del sisma e distanza entro la quale si possono verificare fenomeni significativi di liquefazione.

Uno dei lavori più recenti è stato pubblicato da **Galli et al. (1999)**. Lo studio è basato su un database comprendente 67 terremoti italiani che si sono verificati a partire dal 1117. Da questo lavoro sono emerse relazioni empiriche tra i parametri epicentrali di un terremoto (I_0 , M_s ed M_e) e la distanza epicentrale (R_e) dei fenomeni di liquefazione osservati.

1. $I_0 = 1.6 + 4.3 \log(R_e)$ con I_0 corrispondente all'intensità epicentrale nella scala MSC (Mercalli-Cancani-Sieberg);
2. $M_s = 1.0 + 3.0 \log(R_e)$ con M_s corrispondente alla magnitudo calcolata sulle onde superficiali;
3. $M_e = 2.75 + 2.0 \log(R_e)$ con M_e corrispondente all'energia di magnitudo.

Infine il metodo di **Sherif e Ishibashi (1978)** ammette che i fenomeni di liquefazione possano verificarsi solo nei livelli con le seguenti caratteristiche:

- siano costituiti da sabbie o sabbie limose;
- si trovino sotto il livello statico della falda;
- gli strati di copertura non abbiano spessore maggiore di 3 metri.

Nel caso che siano verificati tutti e tre i requisiti si procede con l'elaborazione prendendo in considerazione la granulometria ed il grado di addensamento del materiale. Le curve granulometriche ricavate vanno confrontate con due profili granulometrici di riferimento a seconda del coefficiente di uniformità (U_c).

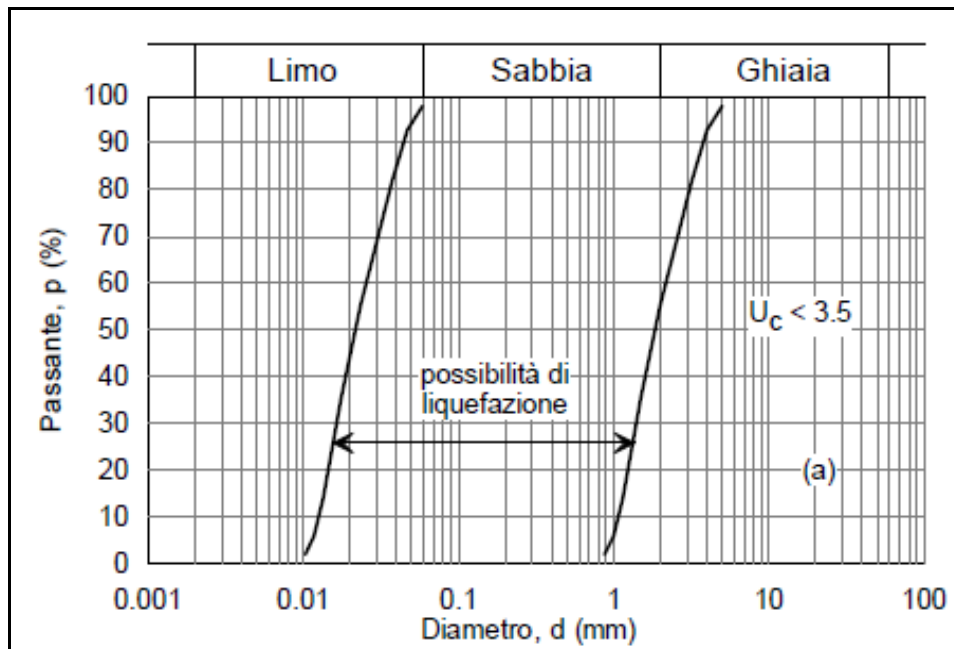


Figura 47: Profilo granulometrico di riferimento per $U_c < 3.5$ (Tsuchida, 1970).

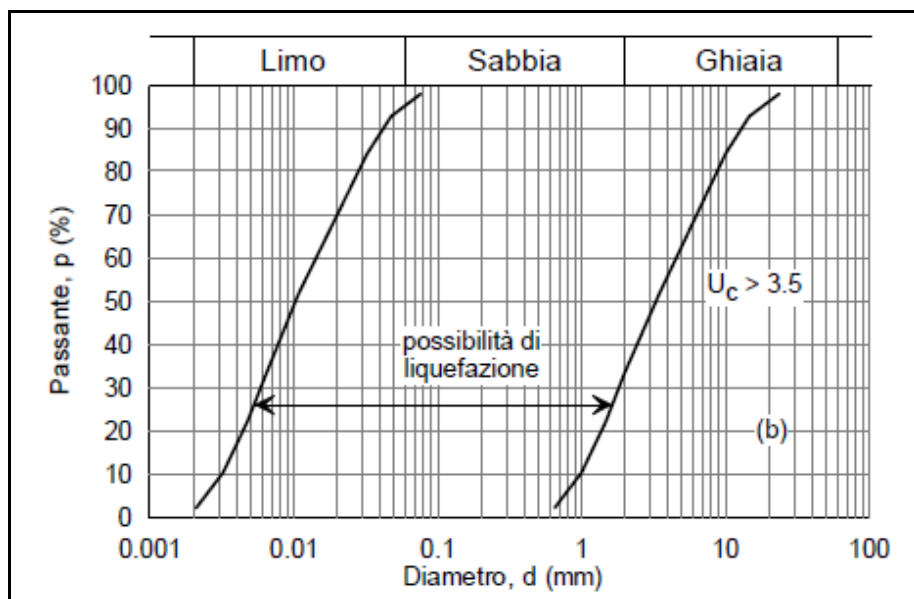


Figura 48: Profilo granulometrico di riferimento per $U_c > 3.5$ (Tsuchida, 1970).

Verificato che la granulometria del sedimento sia predisponente al manifestarsi di fenomeni di liquefazione, per definire la suscettibilità del deposito occorre prendere in considerazione il grado di addensamento, valutato attraverso prove SPT. Nel caso in cui il numero di colpi ricada, anche parzialmente, nella fascia A (fig.49), il deposito è liquefacibile, mentre se ricade nella fascia C non è liquefacibile. La fascia B, infine, include depositi dalla classificazione incerta.

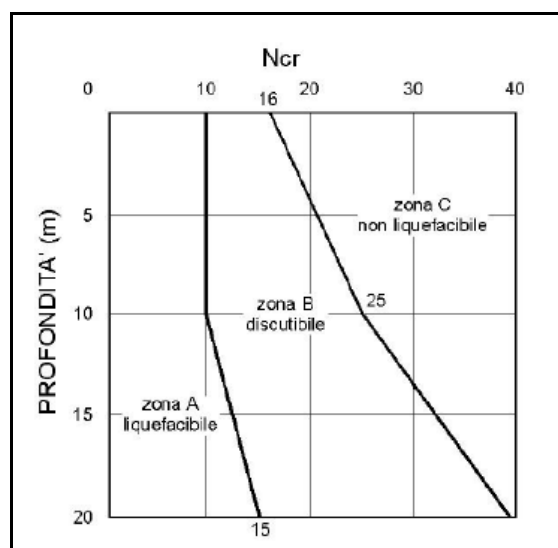


Figura 49: Diagramma con i profili critici N_{spt} .

6.2. Analisi quantitativa

I metodi di analisi quantitativa sono metodi empirici, cioè basati sulle osservazioni di casi reali di liquefazione (e non liquefazione) effettuate in seguito a terremoti di elevate intensità e recenti (così da avere informazioni più dettagliate). I parametri del terreno sono misurati con le comuni prove geotecniche in sito (numero di colpi nelle SPT, resistenza alla punta ed attrito laterale nelle CPT/CPTu), che sono in qualche misura rappresentativi della resistenza del terreno alla liquefazione sismica. Questi metodi vengono definiti in letteratura come metodi “semplificati” in quanto utilizzano semplificazioni per le condizioni al contorno (analisi mono-dimensionale, piano di campagna orizzontale ed assenza di sovraccarichi o edifici nelle aree circostanti).

L’approccio utilizzato per i metodi semplificati può essere sostanzialmente di due tipi: **probabilistico** e **deterministico**.

L’approccio probabilistico è un metodo di indagine nel quale vengono prese in considerazione più variabili simultaneamente, le quali vengono trattate come grandezze aleatorie, per la determinazione della probabilità di liquefazione (P_L). La diffusione di questi metodi negli ultimi anni ha subito un incremento (**Liao et al., 1988; Toprak et al., 1999; Juang et al., 2006**), ma risultano comunque meno diffusi rispetto ad i metodi deterministici per la loro difficoltà di applicazione, poiché non è possibile quantificare con sufficiente attendibilità la aleatorietà dei dati di input.

Per quanto riguarda i metodi che seguono un approccio deterministico, essi sono basati principalmente sullo sforzo ciclico indotto dal terremoto, proposto da **Seed ed Idriss (1971)**, basato sull’interpretazione dei risultati di prove penetrometriche (CPTu). La procedura si basa sul calcolo di due variabili:

- la domanda sismica di uno strato di terreno, espressa in termini di CSR (*Cyclic Stress Ratio*: rapporto di sforzo ciclico);
- la capacità del terreno di resistere alla liquefazione, espressa in termini di CRR (*Cyclic Resistance Ratio*: rapporto di resistenza ciclico), che

rappresenta il rapporto di sforzo ciclico per il quale si verifica la liquefazione.

Ottenuti questi due parametri, viene calcolato il fattore di sicurezza (F_s) lungo la verticale, dato dal rapporto tra la resistenza alla liquefazione del terreno (CRR) e la domanda sismica (CSR) di ogni strato. Il verificarsi o meno della liquefazione dipende dal valore del fattore di sicurezza ottenuto, ovvero se rispettivamente è inferiore o superiore ad un certo valore discriminante. Tradizionalmente tale valore discriminante viene assunto pari ad uno. Con riferimento alle normative antisismiche, l'Eurocodice 8 quantifica i margini di sicurezza con un valore critico che corrisponde a 1.25, mentre le recenti NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008) delegano la scelta del valore al progettista.

Il fattore di sicurezza può essere calcolato seguendo quattro diverse metodologie:

- fattore di sicurezza (F_s) calcolato secondo **Youd et al. (2001)**, aggiornato con le indicazioni di **Robertson (2009)**;
- fattore di sicurezza (F_s) calcolato secondo **Moss et al. (2006)**.
- fattore di sicurezza (F_s) calcolato secondo **Idriss e Boulanger (2008)**;
- fattore di sicurezza (F_s) calcolato secondo **Idriss e Boulanger (2014)**.

Infine vengono calcolati due parametri globali, l'LPI (*Liquefaction Potential Index*), proposto da **Iwasaki et al. (1978)**, e l'LSN (*Liquefaction Severity Number*), proposto da **Tonkin e Taylor (2013)**.

Metodologia Robertson (2009)

Questa metodologia, di più ampia diffusione e più lunga sperimentazione, si basa sul metodo proposto in **Robertson e Wride (1998)**, aggiornato prima in **Youd et al. (2001)** ed in seguito in **Robertson (2009)**. Di seguito sono analizzati in dettaglio i passaggi per calcolare il fattore di sicurezza F_s alla liquefazione:

- Valutazione tipo di terreno SBT (*Soil Behaviour Type*)

Jefferies e Davies (1993) identificarono un indice di comportamento del terreno I_c che potesse definire in un grafico del tipo $Q_t - F_s$ (resistenza alla punta – resistenza laterale) i limiti dei campi di caratterizzazione di un terreno SBT.

Robertson e Wride (1998) modificarono la definizione di quest'ultimo, per renderla applicabile al grafico $(Q_t - F_r)$ di **Robertson (1990)** (fig.50), in un indice di classificazione del terreno I_c , che consente di stimare le caratteristiche del terreno (contenuto di fine, indice di plasticità) sulla base dei valori misurati della resistenza alla punta e del rapporto di attrito.

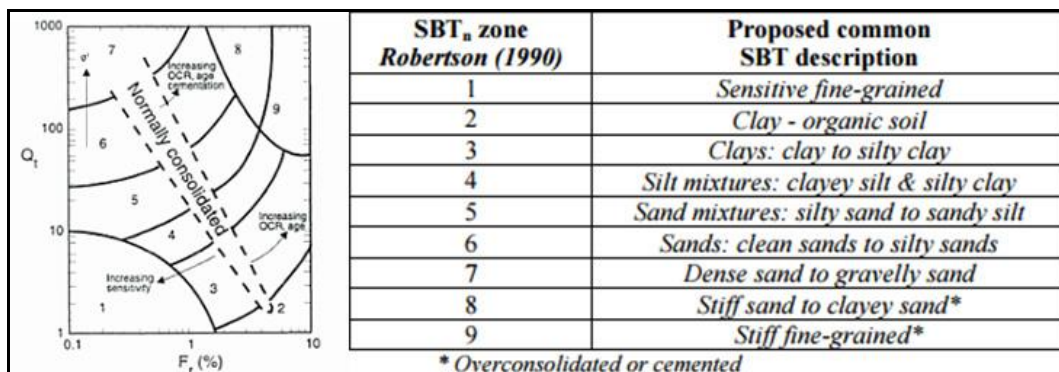


Figura 50: Classificazione SBT dei terreni (Robertson, 1990).

L'indice di comportamento del terreno I_c è definito nel seguente modo:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F_r)^2]^{0.5}$$

dove Q_{tn} è la resistenza alla punta normalizzata (**Zhang et al., 2002**), che può essere calcolata come:

$$Q_{tn} = [((q_t \cdot 1000) - \sigma_{v0}) / p_a] \cdot [p_a / \sigma'_{v0}]^n$$

dove q_t è la resistenza alla penetrazione statica misurata alla punta, p_a è la pressione atmosferica, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci e il parametro n dipende dal tipo di suolo SBT:

$$n = 0.381 (I_c) + 0.05 (\sigma'_{v0} / p_a) - 0.15 \quad \text{con un minimo } n \leq 1 ,$$

e viene ricavato con un procedimento iterativo che comprende i seguenti passi:

- inizialmente si assume $n = 1$; se il corrispondente valore di I_c è maggiore di 2.6, il terreno può essere classificato come argilla e pertanto non è considerato suscettibile alla liquefazione;
- se I_c calcolato con $n = 1$ è minore di 2.6, il terreno è di natura granulare e quindi si utilizza un $n = 0.5$. Se il nuovo valore di I_c è minore di 2.6, il terreno è classificato come non plastico e granulare e viene usato per il calcolo della resistenza alla liquefazione;
- se invece il nuovo I_c è maggiore di 2.6, il terreno è probabilmente molto limoso e forse plastico. In tal caso, bisogna ripetere il calcolo utilizzando un esponente intermedio, ovvero $n = 0.7$;

F_r è la resistenza per attrito normalizzata, valutata come:

$$F_r = [1000 \cdot f_s / (1000 \cdot q_t) - \sigma_{v0}] \cdot 100$$

in cui f_s è la misura dell'attrito laterale ottenuta durante la prova penetrometrica.

La resistenza alla punta q_{c1N} (Q_{tn}), inoltre, deve essere corretta per tenere in considerazione l'effetto della presenza di frazione fine nel seguente modo:

$$(q_{c1N})_{CS} = k_c \cdot q_{c1N}$$

dove k_c è il fattore correttivo che tiene conto delle caratteristiche granulometriche, definito da **Robertson e Wride (1998)**:

- $k_c = 6 \cdot 10^{-7} (I_c)^{16.76}$ per $2.5 < I_c < 2.7$
- $k_c = 1$ per $I_c \leq 1.64$
- $k_c = -0.403 I_c^4 + 5.581 I_c^3 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88$ per $I_c > 1.64$.

- Calcolo CRR (Cycling Resistance Ratio)

Le correlazioni con la CRR si basano su valori normalizzati della resistenza penetrometrica alla punta q_t , per tenere conto della dipendenza dalle tensioni litostatiche della resistenza alla liquefazione, che cresce al crescere della pressione di confinamento, e quindi con la profondità.

In funzione quindi del $(q_{c1N})_{CS}$ ricavato e corretto dai risultati della prova CPT/CPTU, è possibile calcolare il CRR con riferimento ad un evento sismico atteso di magnitudo M_w pari a 7.5, utilizzando le seguenti espressioni, che approssimano la curva base per le sabbie pulite:

- se $(q_{c1N})_{CS} < 50$ $CRR_{Mw7.5} = 0.833 \cdot [(q_{c1N})_{CS} / 1000] + 0.05$
- se $50 \leq (q_{c1N})_{CS} < 160$ $CRR_{Mw7.5} = 93 \cdot [(q_{c1N})_{CS} / 1000]^3 + 0.08$

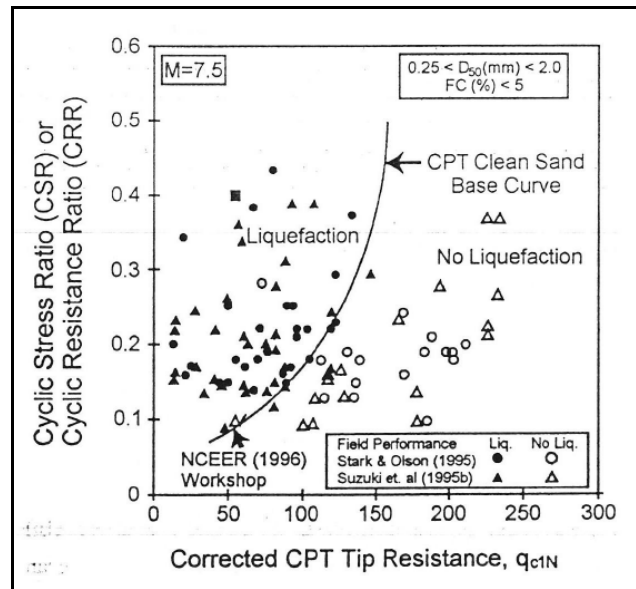


Figura 51: Curva per il calcolo del CRR a partire dai dati CPT e dai dati empirici sulla liquefazione catalogati.

- Calcolo CSR (Cycling Stress Ratio)

Per quanto riguarda la definizione della domanda sismica è stata adottata la formulazione normalizzata rispetto ad un evento di magnitudo M_w pari a 7.5 per renderla confrontabile con la resistenza CRR:

$$CSR_{Mw7.5} = 0.65 \cdot a_{max} \cdot r_d \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0})$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale attesa al suolo, corrispondente all'evento sismico atteso, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci, r_d è il fattore di riduzione in funzione della

profondità z e della magnitudo del terremoto M_w , espresso come proposto da **Idriss (1999)**:

$$r_d = \exp \cdot (\alpha_{(z)} + \beta_{(z)} * M_w)$$

$$\text{con } \alpha_{(z)} = -1.012 - 1.126 \cdot \sin(z / 11.73 + 5.133)$$

$$\text{e } \beta_{(z)} = 0.106 + 0.118 \cdot \sin(z / 11.28 + 5.142).$$

- Calcolo fattore sicurezza (F_s)

Le procedure proposte fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando un fattore di scala MSF (*Magnitude Scaling Factor*), secondo **Idriss e Boulanger (2008)**:

$$MSF = 6.9 \exp \cdot (-M_w / 4) - 0.058 \leq 1.8$$

dove M_w rappresenta la magnitudo momento per il terremoto atteso nel sito di interesse.

Da cui:

$$F_{SLiq} = CRR / CSR \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

dove K_σ è il fattore di correzione rispetto alle tensioni litostatiche e con l'aggiornamento di **Robertson (2009)** viene posto pari a 1.

Metodologia Moss et al. (2006)

Il metodo proposto da **Moss et al. (2006)** costituisce un approfondimento statistico dei criteri deterministici di cui si sono serviti gli studi fatti in precedenza. In particolare Moss fa uso di una statistica di tipo bayesano dove le probabilità non sono interpretate come frequenze, proporzioni o concetti analoghi, bensì come livelli di fiducia nel verificarsi dell'evento. Dunque per caratterizzare le incertezze dovute alle grandezze derivate sono stati applicati metodi di espansione in serie e funzioni di affidabilità alla teoria di normalizzazione empirica a priori.

Di seguito sono sintetizzati i vari passi per calcolare il fattore di sicurezza (F_s) alla liquefazione:

- Calcolo CRR (*Cycling Resistance Ratio*)

La metodologia proposta da **Moss et al. (2006)** prevede anch'essa la normalizzazione della resistenza penetrometrica alla punta q_t , per tenere conto della dipendenza dalle tensioni litostatiche della resistenza alla liquefazione, secondo la seguente espressione:

$$q_{c1} = C_q \cdot q_t$$

dove q_t è la resistenza alla penetrazione statica misurata alla punta e C_q è il fattore di normalizzazione della resistenza alla penetrazione statica, dato da:

$$C_q = (p_a / \sigma'_{v0})^c \leq 1.7$$

dove c è un esponente di normalizzazione, ricavato da un processo iterativo, che dipende dal rapporto delle resistenze R_f (f_s / q_t espresso in percentuale), che può essere assunto pari a:

$$c = f_1 \cdot (R_f / f_3)^{f_2}$$

con $f_1 = x_1 \cdot q_t^{x_2}$, $f_2 = -(y_1 \cdot q_t^{y_2} + y_3)$, $f_3 = \text{abs}[\log(10 + q_t)]^{z_1}$,
e $x_1 = 0.78$, $x_2 = -0.33$, $y_1 = -0.32$, $y_2 = -0.35$, $y_3 = 0.49$, $z_1 = 1.21$, parametri dell'equazione.

Questo processo iterativo di normalizzazione dei valori di q_t rende non necessarie le correzioni dei precedenti metodi utilizzando il fattore correttivo K_σ rispetto alle tensioni litostatiche. Inoltre la resistenza alla punta deve essere corretta considerando il contenuto di fine nel seguente modo:

$$(q_{c1\text{mod}}) = q_{c1} + \Delta q_c,$$

$$\text{con } \Delta q_c = x_1 \cdot \ln(\text{CSR}) + x_2,$$

$$\text{e } x_1 = 0.38 \cdot (R_f) - 0.19, x_2 = 1.46 \cdot (R_f) - 0.73.$$

Questa correzione determina come il rapporto R_f , aumentando, influisce sulla potenzialità di liquefazione del materiale, al contrario del fattore k_c di Robertson che considera le caratteristiche granulometriche del terreno in relazione alle resistenze misurate dalla prova CPT, e non necessariamente la potenzialità che il materiale liquefa.

In funzione quindi del q_{c1} normalizzato, è possibile calcolare il CRR con riferimento ad un evento sismico atteso di magnitudo M_w (al contrario delle altre metodologie che valutano un CRR con M_w pari a 7.5), utilizzando la seguente espressione proposta da **Moss et al. (2006)**:

$$\text{CRR} = \exp \left\{ \frac{[q_{c1}^{1.045} + q_{c1}(0.110 \cdot R_f) + (0.001 \cdot R_f) + c(1 + 0.850 \cdot R_f) - 0.848 \cdot \ln(M_w) - 0.002 \cdot \ln(\sigma'_v) - 20.923 + 1.632 \cdot \Phi^{-1}(P_L)]}{7.177} \right\}$$

in cui $\Phi^{-1}(P_L)$ è una funzione di distribuzione cumulativa inversa mentre la probabilità di liquefazione (P_L) viene calcolata a partire dall'equazione sempre secondo **Moss et al. (2006)**:

$$P_L = \Phi \left\{ - \frac{[q_{c,1}^{1.045} + q_{c,1}(0.110 \cdot R_f) + (0.001 \cdot R_f) + c(1 + 0.850 \cdot R_f) - 7.177 \cdot \ln(CSR) - 0.848 \cdot \ln(M_w) - 0.002 \cdot \ln(\sigma'_v) - 20.923]}{1.632} \right\}$$

dove $q_{c,1}$ è la resistenza alla punta normalizzata, R_f è il rapporto delle resistenze percentuale, c è l'esponente di normalizzazione, CSR è la domanda sismica e σ'_{v0} sono gli sforzi effettivi.

- Calcolo CSR (Cycling Stress Ratio)

Per quanto riguarda la definizione della domanda sismica, è stata adottata anche in questo caso la formulazione normalizzata rispetto ad un evento di magnitudo M_w pari a 7.5 secondo **Seed e Idriss (1971)**:

$$CSR_{Mw7.5} = 0.65 \cdot a_{max} \cdot r_d \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0})$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale attesa al suolo, corrispondente all'evento sismico atteso, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci, r_d è il fattore di riduzione in funzione della profondità z , della PGA e della magnitudo M_w del terremoto, stimato secondo **Seed et al. (2001)**:

$$\text{se } z < 20 \text{ m} \quad r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089 \cdot (-d \cdot 3.28 - 7.760 \cdot a_{max} + 78.567)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089 \cdot (-7.760 \cdot a_{max} + 78.567)}} \right]}$$

$$\text{se } z \geq 20 \text{ m} \quad r_d = \frac{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{\max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089 \cdot (-d \cdot 3.28 - 7.760 \cdot a_{\max} + 78.567)}} \right]}{\left[1 + \frac{-9.147 - 4.173 \cdot a_{\max} + 0.652 \cdot M_w}{10.567 + 0.089 \cdot e^{0.089 \cdot (-7.760 \cdot a_{\max} + 78.567)}} \right]} - 0.0014 \cdot (d \cdot 3.28 - 65)$$

Viene introdotta poi la correzione anche al CSR (CSR*) di riferimento ad un evento con $M=7.5$, ricavandola nel seguente modo:

$$CSR^* = CSR_{Mw7.5} / DWF$$

con $DWF = 17.84 \cdot M_w^{-1.43}$ considerando un evento sismico atteso $5.5 < M_w < 8.5$.

- Calcolo fattore di sicurezza (Fs)

A questo punto il fattore di sicurezza (Fs) è calcolabile come:

$$Fs = CRR / CSR^*.$$

Metodologia Idriss e Boulanger (2008)

La metodologia è basata sugli approcci proposti nella monografia di **Idriss e Boulanger (2008)** per la valutazione del fattore di sicurezza (F_s).

Di seguito sono esaminate in dettaglio i passaggi per calcolare il fattore di sicurezza (F_s) alla liquefazione:

- Valutazione tipo di terreno SBT (*Soil Behaviour Type*)

Come in **Robertson e Wride (1998)** le correlazioni tra i dati ricavati dalle prove CPT/CPTU e il tipo di terreno vengono riassunte nell'indice di comportamento I_c , che consente di stimare caratteristiche del terreno (contenuto di fine, indice di plasticità) sulla base dei valori misurati della resistenza alla punta e del rapporto di attrito, ed è definito come:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{tn})^2 + (1.22 + \log F)^2]^{0.5}$$

dove Q_{tn} è la resistenza alla punta normalizzata, che può essere calcolata come:

$$Q_{tn} = [((q_t \cdot 1000) - \sigma_{v0}) / p_a] \cdot [p_a / \sigma'_{v0}]^n ,$$

e F_r è la resistenza per attrito normalizzata, valutata come:

$$F_r = [1000 \cdot f_s / (1000 \cdot q_t - \sigma_{v0})] \cdot 100 ,$$

in cui f_s è la misura dell'attrito laterale ottenuta durante la prova penetrometrica.

- Calcolo CRR (Cycling Resistance Ratio)

Le correlazioni con la CRR si basano su valori normalizzati della resistenza penetrometrica alla punta q_t , per tenere conto della dipendenza dalle tensioni litostatiche della resistenza alla liquefazione, secondo la seguente espressione:

$$q_{c1N} = C_N (q_t \cdot 1000 / p_a)$$

dove q_t è la resistenza alla penetrazione statica misurata alla punta, p_a è la pressione atmosferica e C_N è il fattore di normalizzazione della resistenza alla penetrazione statica, ricavato da un processo iterativo, dato da:

$$C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^m \leq 1.8$$

dove m è un parametro che dipende dal tipo di terreno e dalla sua densità relativa D_r al crescere della profondità (**Boulanger, 2003**), ottenuto per via iterativa, corrisponde al parametro n della metodologia di **Robertson (2009)** e può essere assunto pari a:

$$m = 0.784 - 0.521 \cdot D_r \quad \text{da cui:} \quad m = 1.338 - 0.249 \cdot (q_{c1N})^{0.264}$$

La resistenza alla punta q_{c1N} deve essere corretta tenendo conto anche del contenuto di fine come suggerito da **Idriss e Boulanger (2004)**:

$$(q_{c1N})_{CS} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N},$$

$$\text{con } \Delta q_{c1N} = (5.4 + q_{c1N} / 16) \cdot \exp(1.63 + (9.7 / FC + 0.01) - (15.7 / FC + 0.01)^2)$$

e con FC che rappresenta il contenuto di fine, calcolato con **Suzuki et al. (1997)**:

$$FC = 2.8 \cdot I_c^{2.6}$$

In funzione quindi del $(q_{c1N})_{CS}$ ricavato dai risultati della prova CPT è possibile calcolare il CRR con riferimento ad un evento sismico atteso di magnitudo M_w pari a 7.5, utilizzando la seguente espressione, che approssima la curva base per le sabbie pulite:

$$CRR_{Mw7.5} = \exp [(q_{c1N})_{CS} / 540 + ((q_{c1N})_{CS} / 67)^2 - ((q_{c1N})_{CS} / 80)^3 + ((q_{c1N})_{CS} / 114)^4 - 3] .$$

- Calcolo CSR (Cycling Stress Ratio)

Per quanto riguarda la definizione della domanda sismica è stata adottata anche per questa metodologia la formulazione normalizzata rispetto ad un evento di magnitudo M_w pari a 7.5 per renderla confrontabile con la resistenza CRR:

$$CSR_{Mw7.5} = 0.65 \cdot a_{max} \cdot r_d \cdot (\sigma_{v0} / \sigma'_{v0}) ,$$

dove a_{max} è l'accelerazione massima orizzontale attesa al suolo, corrispondente all'evento sismico atteso, σ_{v0} e σ'_{v0} sono le tensioni litostatiche verticali rispettivamente totali ed efficaci, r_d è il fattore di riduzione in funzione della profondità z e della magnitudo del terremoto M_w , espresso come proposto da **Idriss (1999)**:

$$r_d = \exp \cdot (\alpha_{(z)} + \beta_{(z)} * M_w) ,$$

$$\text{con } \alpha_{(z)} = - 1.012 - 1.126 \cdot \sin (z / 11.73 + 5.133)$$

$$\text{e } \beta_{(z)} = 0.106 + 0.118 \cdot \sin (z / 11.28 + 5.142) .$$

- Calcolo fattore di sicurezza (Fs)

Le procedure proposte fanno riferimento ad un terremoto di magnitudo 7.5, pertanto la stima del fattore di sicurezza (Fs) deve essere corretta per tener conto della magnitudo del terremoto atteso. Tale correzione viene introdotta applicando un fattore di scala MSF (*Magnitude Scaling Factor*), proposto da **Idriss (1999)**:

$$MSF = 6.9 \exp \cdot (-M_w / 4) - 0.058 \leq 1.8$$

dove M_w rappresenta la magnitudo per il terremoto atteso nel sito di interesse.

Da cui:

$$F_s = (CRR / CSR) \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

dove CRR e CSR sono riferiti all'evento sismico atteso e sono corretti in funzione del fattore MSF e il fattore correttivo K_σ per le tensioni litostatiche da **Idriss e Boulanger (2008)**:

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \cdot \ln (\sigma'_{v0} / p_a) < 1$$

$$\text{con } C_\sigma = 1 / (37.3 - 8.27 \cdot (q_{c1N})^{0.264}) < 3$$

Metodologia Idriss e Boulanger (2014)

Questa metodologia propone una revisione di quella di **Idriss e Boulanger (2008)**. Il procedimento resta invariato, ma viene modificato il calcolo del fattore di scala MSF (*Magnitude Scaling Factor*), che ora tiene conto del tipo di suolo e della densità.

- Fattore di scala della magnitudo (MSF)

Il fattore di scala della magnitudo (MSF) viene utilizzato per tenere in considerazione l'effetto della durata del terremoto (numero ed ampiezza dei cicli di carico) sull'innesco della liquefazione.

L'MSF utilizzato nella metodologia **Idriss e Boulanger (2008)** è stato sviluppato da **Idriss (1999)**, che ottenne la seguente relazione:

$$MSF = 6.9 \exp \cdot (-M_w / 4) - 0.058 \leq 1.8$$

Partendo da questa base, ma grazie all'utilizzo di nuovi casi di studio disponibile sulla liquefazione in seguito agli eventi sismici in Nuova Zelanda nel 2011 (sequenza sismica di Canterbury), sono state sviluppate due nuove equazioni che mettono in relazione il parametro MSF con i parametri q_{c1Ncs} ed $(N_1)_{60cs}$:

$$MSF_{max} = 1.09 + (q_{c1Ncs}/180)^3 \leq 2.2$$

$$MSF_{max} = 1.09 + ((N_1)_{60cs}/31.5)^2 \leq 2.2$$

Calcolo LPI – *Liquefaction Potential Index*

Calcolati i fattori di sicurezza, vengono ottenuti i rispettivi indici di potenziale alla liquefazione LPI utilizzando la metodologia proposta da **Iwasaki et al. (1978)**.

Quest'ultimo è stato introdotto allo scopo di fornire una misura integrale degli effetti di inizio di liquefazione corrispondente all'intera verticale esaminata:

$$LPI = \int F(z) \cdot W(z) dz$$

dove $W(z)$ è una funzione di pesi, decrescente linearmente con la profondità z , che tiene conto della profondità dello strato liquefacibile, attribuendo peso maggiore agli strati più superficiali ed è data da:

$$W(z) = 10 - 0.5 \cdot z$$

La funzione $F(z)$ è calcolata in relazione al fattore di sicurezza (F_s):

- se $F_s > 1$ allora $F_s(z) = 0$
- se $F_s \leq 1$ allora $F_s(z) = 1 - F_s$

Una volta calcolato il valore dell'indice del potenziale di liquefazione per la verticale considerata, è possibile associare al sito corrispondente una classe di suscettibilità, secondo la classificazione proposta da **Iwasaki et al. (1978)**:

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Potenziale di liquefazione
LPI = 0	Nulla o molto basso
$0 < \text{LPI} \leq 5$	Basso
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alto
LPI > 15	Molto alto

Tabella 2: Classificazione in base al valore di LPI secondo **Iwasaki et al. (1978)**.

Per il parametro LPI **Sonmez (2003)** ha introdotto una modifica alle classi di potenziale di liquefazione, suddividendo la classe con potenziale basso in due classi:

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Potenziale di liquefazione
LPI = 0	Nulla (non liquefacibile)
$0 < \text{LPI} \leq 2$	Basso
$2 < \text{LPI} \leq 5$	Moderato
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alto
LPI > 15	Molto alto

Tabella 3: Classificazione in base al valore di LPI secondo **Sonmez (2003)**.

Questa classificazione prevede nel calcolo del LPI una modifica anche al range del fattore di sicurezza per terreni liquefacibili e non liquefacibili posto pari a 1.2, poiché è stato notato dallo stesso **Sonmez (2003)** che terreni con F_s compreso tra 0.95 e 1.2 possono potenzialmente liquefarsi:

- se $F_s \geq 1.2$ allora $F_s(z) = 0$
- se $1.2 > F_s > 0.95$ allora $F_s(z) = 2 \cdot 10^6 e^{-18.427 F_s}$
- se $F_s < 0.95$ allora $F_s(z) = 1 - F_s$

Calcolo LSN – *Liquefaction Severity Number*

Il parametro LSN è stato introdotto da **Tonkin e Taylor (2013)** per fornire un miglior indicatore di vulnerabilità alla liquefazione. L'intento è quello di soppesare meglio il contributo ai danni in superficie da parte dei livelli liquefacibili superficiali rispetto ai livelli liquefacibili più profondi.

$$LSN = \int \varepsilon_v / z \, dz$$

dove ε_v è la deformazione volumetrica di consolidazione mentre z è la profondità dal piano campagna.

È possibile associare al valore di LSN la severità di liquefazione attesa:

$0 < LSN < 10$	Assenza di liquefazione/ minime espressioni di liquefazione
$10 < LSN < 20$	Minime espressioni di liquefazione
$20 < LSN < 30$	Moderate espressioni di liquefazione
$30 < LSN < 40$	Da moderate a severe espressioni di liquefazione
$40 < LSN < 50$	Maggiori espressioni di liquefazione
$LSN > 50$	Danni gravi

Tabella 4: Classificazione in base al valore di LSN *Tonkin e Taylor (2013)*.

7. Metodologie e fasi di studio

In questo lavoro viene trattata la valutazione della suscettibilità di un deposito alla liquefazione partendo da indagini CPT e CPTu mediante le seguenti metodologie:

- **Robertson (NCEER Robertson e Wride 1998/2009);**
- **Moss et al. (2006);**
- **Idriss e Boulanger (2008);**
- **Idriss e Boulanger (2014).**

Per fare ciò è stato utilizzato il software **CLiq v.1.7.6.49** (*Geologismiki, Geotechnical software*), il quale fornisce l'interpretazione di base (classificazione SBT) dei dati ricavati dalle prove ed i parametri di liquefazione calcolati (F_s , LPI ed LSN). Il software richiede l'inserimento dei seguenti parametri:

1. Parametri generali

- Picco di accelerazione **PGA (Peak Ground Acceleration)** a_{max} ;
- Magnitudo momento (**M_w**) relativa all'evento sismico;
- **G.W.T. (Ground Water Table) in situ**, che rappresenta la quota della superficie piezometrica rilevata durante le indagini;
- **G.W.T. (Ground Water Table) earthquake**, che rappresenta la quota della superficie piezometrica durante il terremoto;
- **Parametri indagini CPT-CPTu** (q_c , f_s , u).

2. Parametri di valutazione

- Liquefazione ciclica per il metodo di **Robertson (2009)** con la possibilità di scegliere tra la metodologia aggiornata di **Robertson (2009)** o quella secondo **Youd et al. (2001)**;
- Liquefazione ciclica per il metodo di **Idriss e Boulanger (2008,2014)** con la scelta del contenuto in fine in accordo con il metodo di **Robertson e Wride (1998)**.

3. Parametri avanzati

- Rapporto del cono **a** pari a 0.8;
- Peso di volume del terreno γ espresso in kN/m³;
- Possibilità di limitare l'analisi ad una certa profondità;
- Valore limite dell'indice del terreno **I_c** pari a 2.6;
- Valore limite del fattore di normalizzazione della resistenza alla punta **C_n** pari a 1.8;
- Valore limite del fattore di sicurezza (**F_s**) pari a 1;
- *Stress exponent calculation* e **MSF** calcolati secondo il metodo selezionato.

4. Condizioni di sito durante il terremoto

- Stesse condizioni iniziali;
- Se il sito presenta un riempimento;
- Se il sito presenta uno scavo.

7.1. Dati di input

Di seguito saranno esaminati nel dettaglio alcuni tra i parametri inseriti nel software CLiq v.1.7.6.49 al fine di valutare la suscettibilità alla liquefazione:

- Accelerazione di picco al suolo – **PGA**

Questo parametro influisce sulla domanda sismica di uno strato di terreno, espressa in termini di CSR (*Cyclic Stress Ratio*: rapporto di sforzo ciclico). Sono stati scelti diversi valori a seconda della località e dell'evento sismico di riferimento (20 Maggio o 29 Maggio).

Evento 20 Maggio

I valori di PGA relativi all'evento sismico del 20 Maggio (M_w di 5.9) sono stati presi in considerazione quelli calcolati a partire dalla GMPE (*Ground Motion Prediction Equation*) proposta da **Cauzzi e Faccioli (2008)**, che ha portato come risultato il valore di 0.215 g per la località di San Carlo (**Lai et al. 2012**). Dato che l'attenuazione della PGA è trascurabile nei primi 20 km, come già accennato nel sotto-capitolo 4.2, il valore è stato assegnato di conseguenza anche alle altre località colpite dal sisma (Mirabello, San Felice sul Panaro, Sant'Agostino e Vigarano).

Evento 29 Maggio

I valori di PGA relativi all'evento sismico del 29 Maggio (M_w di 5.8) sono stati estrapolati dal seguente grafico di attenuazione, basato sulle misurazioni effettuate dalle stazioni prossime l'epicentro e sulla GMPE di **Bindi et al. (2011)**:

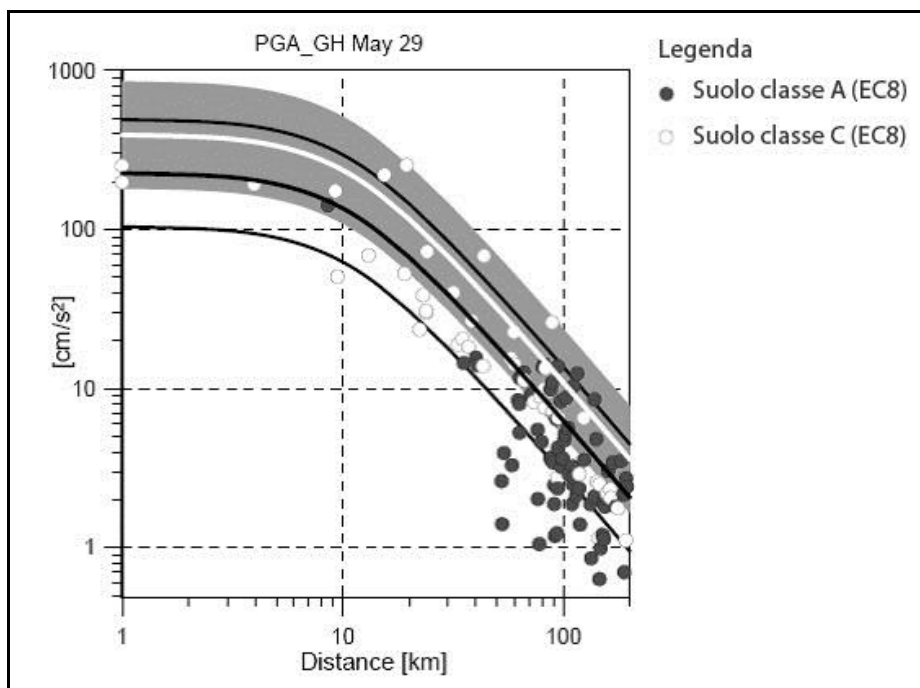


Figura 52: Grafico dell'attenuazione della PGA relativo all'evento sismico del 29 Maggio (Lo Presti et al., 2013).

Per le località di Bondeno, Cavezzo, Cento, Concordia e San Possidonio è risultato un valore di PGA pari a 0.215 g, mentre per la località di Quistello, poiché più distante dall'epicentro, è risultato un valore di PGA pari a 0.15 g.

- Magnitudo momento - M_w

Questo parametro influisce sulla domanda sismica di uno strato di terreno (CSR). Per ogni località è stato scelto il valore di magnitudo momento relativo all'evento sismico di riferimento:

$M_w = 5.9$ per le località colpite dall'evento sismico del 20 Maggio (Mirabello, Sant'Agostino, San Carlo, San Felice sul Panaro, Vigarano);

$M_w = 5.8$ per le località colpite dall'evento sismico del 29 Maggio (Bondeno, Cavezzo, Cento, Concordia, San Possidonio, Quistello).

Questi valori sono stati ricavati dall'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia).

- **G.W.T. in situ:**

Questo parametro influisce sulla capacità del terreno di resistere alla liquefazione, espressa in termini di CRR (*Cyclic Resistance Ratio*: rapporto di resistenza ciclica). La soggiacenza della falda è stata ricavata dalle prove CPT e CPTu.

- **G.W.T. Earthquake:**

È stato deciso di porre il valore della quota della soggiacenza della superficie piezometrica durante il terremoto pari a 0, cioè come fosse a piano campagna. Questa scelta si è basata sulle testimonianze di coloro che hanno assistito all'evento sismico nelle località in esame.

- **Peso di volume – γ**

Questo parametro influisce sulla capacità del terreno di resistere alla liquefazione (CRR). È stato scelto il valore di 18.7 kN/m³ come media del range di valori (17.7 kN/m³ – 19.7 kN/m³) ottenuti in base alle analisi di laboratorio effettuate su sabbie espulse in superficie durante i fenomeni di liquefazione (**Romeo, 2012**). Bisogna sottolineare che il valore ottenuto in questo modo può non essere realmente rappresentativo, poiché ottenuto da campioni rimaneggiati.

- **Parametri prove penetrometriche CPT – CPTu (q_c - f_s - u)**

Le prove penetrometriche CPT (627 indagini) – CPTu (30 indagini) utilizzate per questo lavoro provengono dal database delle prove geognostiche della Regione Emilia-Romagna (ad eccezione delle indagini presso la località di Quistello). Le indagini possono essere acquisite dal sito della Regione Emilia-Romagna (www.regione.emilia-romagna.it).

Per quanto riguarda le indagini CPTu, sono stati inseriti i parametri (q_c - f_s - u) ottenuti durante la prova, mentre per quanto riguarda le indagini CPT, sono state elaborate sia con i parametri (q_c - f_s) ottenuti durante la prova che con il parametro q_c invariato ed il parametro f_s convertito tramite la funzione di correlazione ottenuta nella seconda fase del lavoro (capitolo 9)

7.2. Dati di Output

Sulla base dei dati di input esposti in precedenza, il software CLiq restituisce i seguenti dati di output:

- **Classificazione SBT:** per ogni prova elaborata viene fornita una classificazione SBT (*Soil Behaviour Type*), cioè un grafico che restituisce i litotipi attraversati durante la prova mediante correlazioni empiriche (Robertson et al. 1986, Robertson 1990).

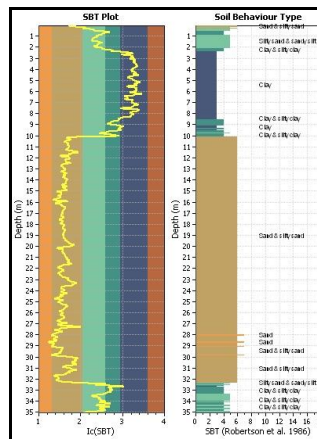


Figura 53: Esempio di grafici SBT (CLiq).

- **Fattore di sicurezza:** per ogni prova elaborata viene fornito un grafico che mostra l'andamento del fattore di sicurezza (calcolato secondo la metodologia scelta) livello per livello. Un livello viene considerato a rischio di liquefazione se il parametro F_s è inferiore a 1.

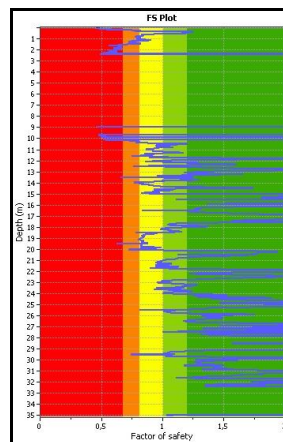


Figura 54: Esempio grafico FS (CLiq).

- **Parametro LPI:** per ogni prova elaborata viene fornito un valore di LPI (calcolato secondo la metodologia scelta). A seconda del valore ottenuto il sito rientrerà in una certa fascia di probabilità che avvenga liquefazione.

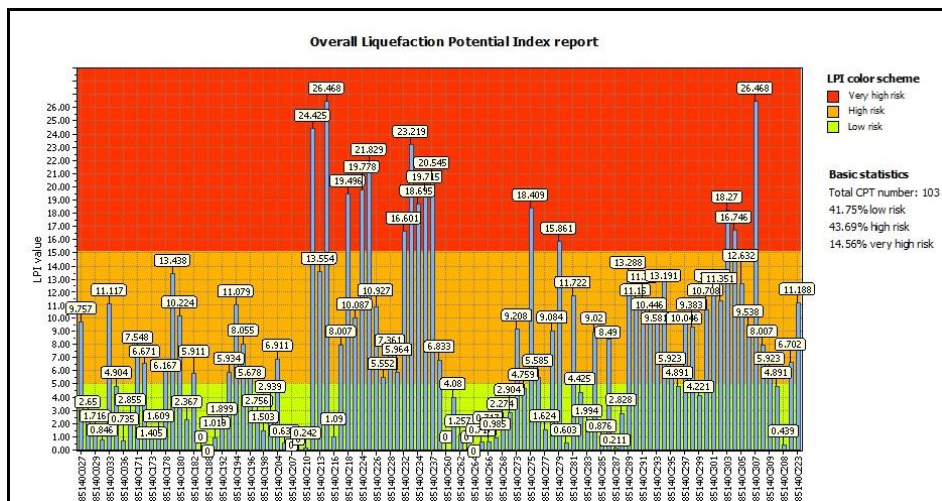


Figura 55: Esempio grafico LPI (CLiQ).

- **Parametro LSN:** per ogni prova elaborata viene fornito un valore di LSN (calcolato secondo la metodologia scelta). A seconda del valore ottenuto il sito rientrerà in una certa fascia di severità del fenomeno di liquefazione.

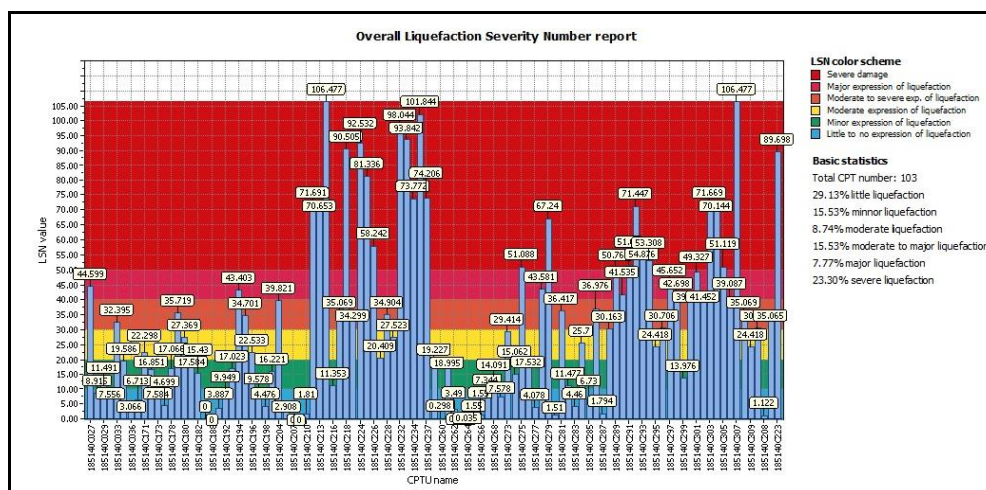


Figura 56: Esempio grafico LSN (CLiQ).

7.3. Fasi di lavoro

Prima fase

La prima fase del lavoro si è concentrata sul confronto della valutazione della suscettibilità di liquefazione calcolata a partire da una prova CPT e da una prova CPTu. La necessità di fare il confronto della valutazione è dovuta al fatto che le “metodologie semplificate” sono basate su database di prove CPTu, mentre il database relativo alla Regione Emilia-Romagna è costituito quasi interamente da prove CPT (627 indagini CPT e 30 indagini CPTu). Per fare ciò sono state ricercate nel database della Regione Emilia-Romagna indagini CPT e indagini CPTu molto ravvicinate a causa della forte eterogeneità nel sottosuolo dell’area in esame. Sono state recuperate solamente quattro coppie di prove CPT-CPTu, tutte localizzate nel Comune di Sant’Agostino. Il confronto è stato fatto mediante le elaborazioni delle indagini per mezzo del software **CLiq** (Geologismiki, Geotechnical software.), nel quale sono stati immessi i seguenti parametri:

- **PGA (*Peak Ground Acceleration*)** = 0.21 g, ottenuta come descritto nel paragrafo 7.1 dalla GMPE di **Cauzzi e Faccioli (2008)**;
- **M_w (*magnitudo momento*)** = 5.9, relativa all’evento sismico del 20 Maggio 2012;
- **G.W.T. in situ**: è stata riportata la quota della superficie piezometrica ricavata durante le indagini;
- **G.W.T. earthquake**: la quota della superficie piezometrica durante l’evento sismico è stata considerata piano campagna;
- $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$, ottenuto mediante una media del peso di volume minimo e massimo (17.7 kN/m^3 - 19.7 kN/m^3) (**Romeo, 2012**).

Seconda fase

Durante la seconda fase, viste le differenze tra la valutazione della suscettibilità di liquefazione ottenute utilizzando il software CLiq con le metodologie di **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** a partire da un'indagine CPT e da un'indagine CPTu, è stato deciso di effettuare (col supporto di Pagani s.r.l. e Geoservizi s.n.c.) una campagna di indagini presso la località Porta a Mare di Pisa per poter trovare una funzione di correlazione che avvicini il risultato ottenuto da una prova CPT a quello ottenuto da una CPTu. Il sito è stato scelto sulla base di conoscenze stratigrafiche pregresse che indicano la presenza nei primi 10 metri di profondità di tre litotipi differenti (argilla, limo e sabbia).

Terza fase

Nella terza fase del lavoro è stata utilizzata la funzione di correlazione trovata durante la seconda fase ed è stata applicata, dove possibile, alle indagini CPT del database della Regione Emilia-Romagna. Di seguito sono elencati i comuni suddivisi per settore ed il numero di indagini per comune:

Settore NW:

- **Concordia**, 17 indagini;
- **Quistello**, 7 indagini;
- **San Possidonio**, 127 indagini.

Settore NE:

- **Bondeno**, 54 indagini;
- **Vigarano**, 10 indagini.

Settore SW:

- **Cavezzo**, 67 indagini
- **San felice sul Panaro**, 83 indagini.

Settore SE:

- **Cento**, 7 indagini;
- **Mirabello**, 103 indagini;
- **San Carlo**, 46 indagini;
- **Sant'Agostino**, 106 indagini.

Tutte le indagini (comprese le CPTu) sono state elaborate mediante il software CLiq attraverso tutte le metodologie possibili (**Robertson 2009, Moss et al. 2006, Idriss e Boulanger 2008 e Idriss e Boulanger 2014**) ed i parametri di output sono stati utilizzati per fare diverse analisi.

Il parametro del fattore di sicurezza (F_s) è stato utilizzato come indicatore dei livelli liquefacibili per fare un confronto di questi tra le indagini CPT, CPT elaborate, i sondaggi ed i dati di letteratura sui livelli liquefacibili per le località di San Carlo e Mirabello.

I parametri LPI ed LSN sono stati utilizzati mediante un'analisi spaziale (tramite il software QGIS) ed un'analisi grafica per osservare la validità degli stessi in relazione ai fenomeni di liquefazione realmente avvenuti.

8. Prima fase

8.1. Confronto della valutazione della suscettibilità di liquefazione tra CPT e CPTu

L'obiettivo principale oggetto di questo lavoro è stato quello di valutare se ci siano differenze tra la valutazione della suscettibilità di liquefazione ottenuta a partire da una prova CPT rispetto a quella calcolata da una prova CPTu. Questo confronto è nato dal fatto che i “metodi semplificati” presenti in letteratura (**Robertson 2009, Moss et al. 2006, Idriss e Boulanger 2008 e Idriss e Boulanger 2014**) sono basati su database di prove CPTu, mentre il database delle prove della Regione Emilia-Romagna utilizzate in seguito all'evento sismico del Maggio-Giugno 2012 per valutare la suscettibilità di liquefazione è costituito quasi interamente da prove CPT (627 indagini CPT e 30 indagini CPTu). Ciò è dovuto al fatto che in Italia l'esecuzione della prova CPT è maggiormente diffusa rispetto alla CPTu.

Partendo da questo presupposto, sono state raccolte nel database della Regione Emilia-Romagna prove CPT e CPTu molto ravvicinate tra loro in modo da poter effettuare un confronto. La ricerca ha prodotto l'individuazione di quattro coppie di indagini CPT/CPTu, tutte localizzate nel Comune di Sant'Agostino (FE).

È opportuno sottolineare che le prove CPT e CPTu di ciascuna coppia non sono sempre state eseguite negli stessi periodi e quindi verosimilmente in condizioni diverse di pressioni neutre. In particolare, le indagini delle quattro coppie individuate sono state eseguite come riportato di seguito:

- coppia di CPT e CPTu effettuate entrambe pre-sisma;
- coppia di CPT e CPTu effettuate entrambe post-sisma;
- due coppie di CPT effettuate pre-sisma e CPTu effettuate post-sisma.

Sono state confrontate indagini effettuate pre-sisma e post-sisma poiché sulla base di studi effettuati in seguito alla sequenza sismica che ha colpito Christchurch (Nuova Zelanda) nel 2011-2012, è stato osservato che le condizioni del terreno non variano (**Bray et al., 2014**).

8.2 Metodologia del confronto

Il confronto tra la prova CPT e la prova CPTu è stato impostato a partire dal confronto dei parametri q_c ed f_s , passando al confronto del *Soil Behaviour Type* (**Robertson et al. 1986**), per poi passare infine al confronto del fattore di sicurezza (F_s) calcolato secondo le metodologie di **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** e dei valori dei parametri LPI (*Liquefaction Potential Index*) ed LSN (*Liquefaction Severity Number*). Per ogni coppia CPT/CPTu è stato inoltre preso in considerazione il sondaggio a carotaggio continuo nella immediate vicinanze. È necessario però sottolineare che il confronto effettuato in questo modo si basa sul fatto che tutte le indagini prese in considerazione (CPT, CPTu e sondaggio a carotaggio continuo) siano state eseguite in modo corretto e sotto la supervisione di personale qualificato e competente, ma soprattutto sul fatto che la stratigrafia rimanga invariata entro le distanze prese in considerazione (la distanza massima tra sondaggio e prove è 65 metri)

CPT e CPTu effettuate pre-sisma

La CPT 203010C121 è stata eseguita il 19/02/2005 e si trova ad una quota piano campagna di 13.80 metri mentre la CPTu 203010U502 è stata eseguita il 26/11/2001 e si trova ad una quota piano campagna di 13.50 metri, la soggiacenza della superficie piezometrica è pari a 1.20 metri. Le due prove distano una dall'altra di circa 13 metri e ricadono entrambe nell'unità geomorfologica L, cioè una zona suscettibile di liquefazione. L'evento sismico del 20 Maggio 2012 ha provocato fenomeni di liquefazione ad una distanza di circa 100 metri dalle due prove.

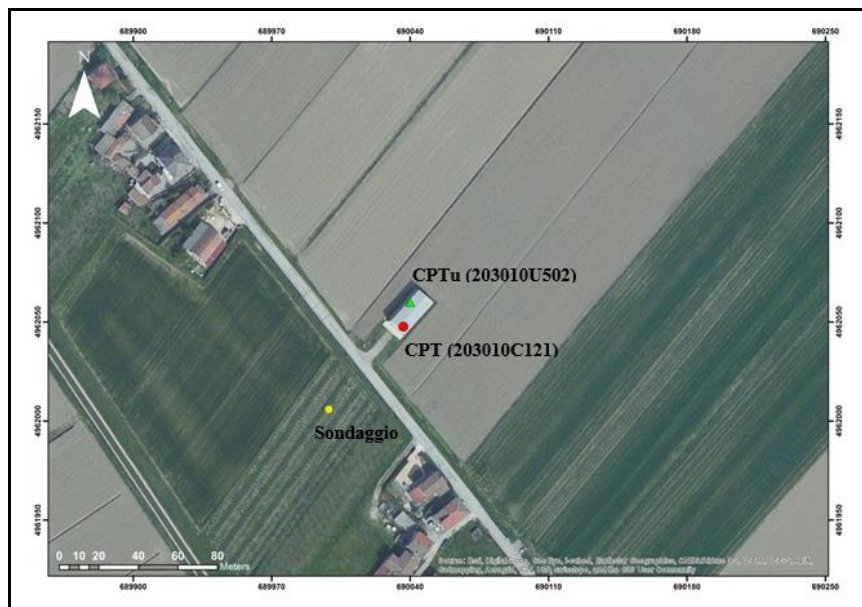


Figura 57: Localizzazione CPT e CPTu pre-sisma con sondaggio associato.

Di seguito è possibile osservare il confronto per le due indagini tra i parametri q_c - f_s , tra i grafici SBT (Soil Behaviour Type, **Robertson et al., 1986**) ed il sondaggio a carotaggio continuo associato (quota piano campagna di 13.5 metri, localizzato a circa 65 metri dalla prova CPTu), tra il parametro F_s (fattore di sicurezza) calcolato secondo i metodi **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** e tra i parametri LPI ed LSN, calcolati con le stesse metodologie del fattore di sicurezza.

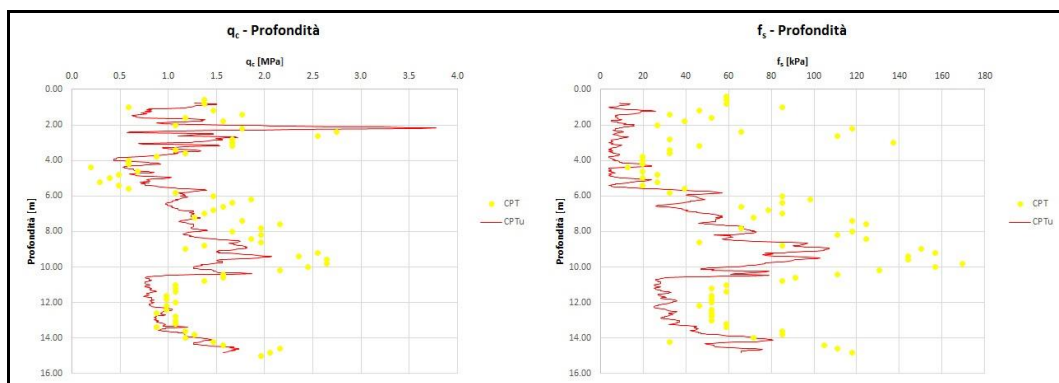


Figura 58: Grafici qc-profondità ed fs-profondità.

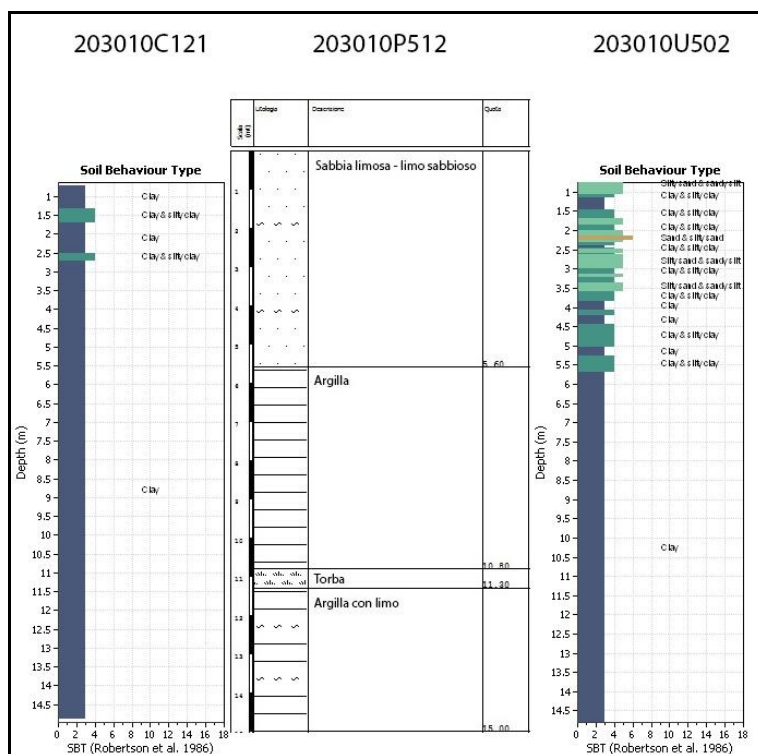


Figura 59: Confronto tra i grafici SBT e il sondaggio.

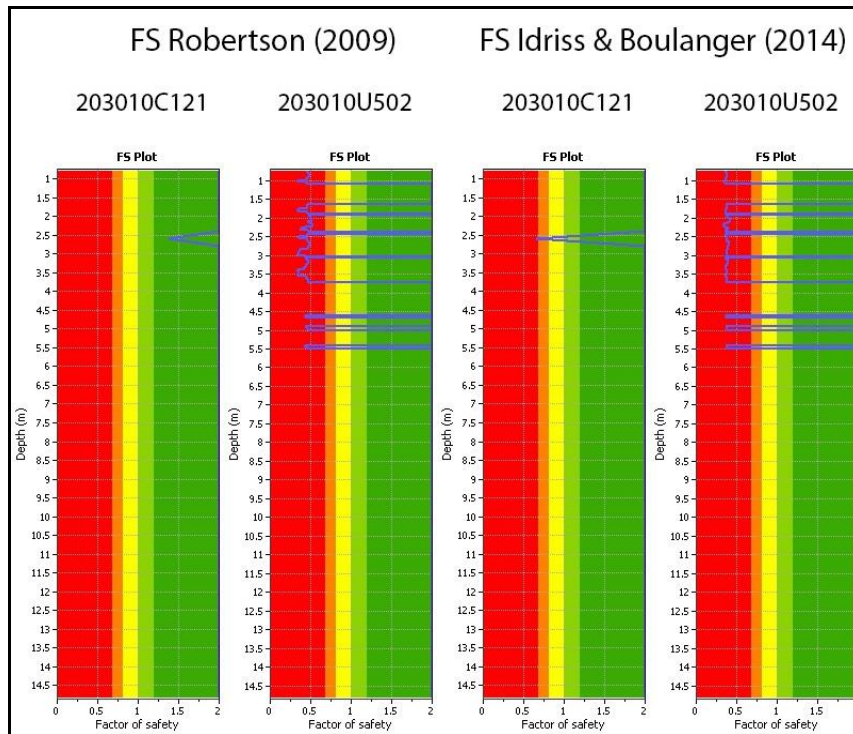


Figura 60: Confronto del parametro F_s calcolato secondo **Robertson (2009)** a sinistra e secondo **Idriss e Boulanger (2014)** a destra.

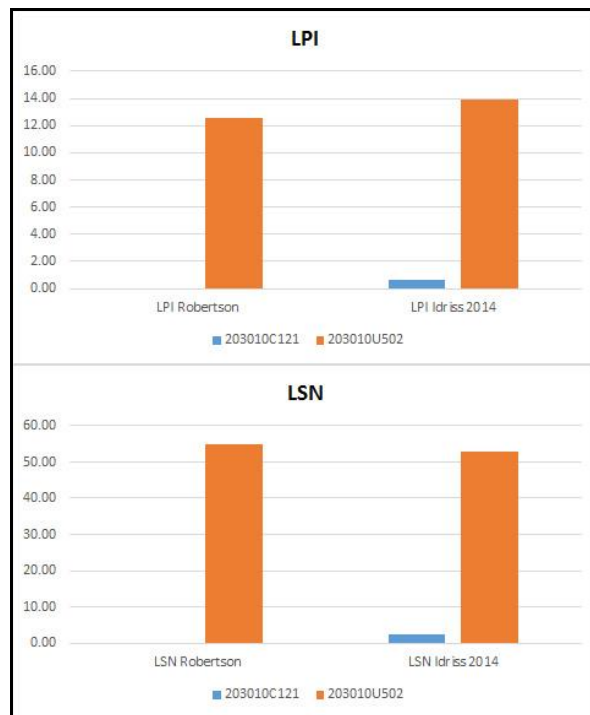


Figura 61: Confronto dei parametri LPI (in alto) ed LSN (in basso).

Osservando l'andamento e le differenze del parametro q_c di entrambe le prove (fig.58) si può affermare che esse incontrino gli stessi litotipi lungo tutta la verticale, mentre dai grafici SBT (fig.59) appare una sostanziale differenza nell'interpretazione stratigrafica dei primi 5 metri di profondità. Si può infatti osservare come nella prova CPT i primi 5 metri di profondità siano interpretati con composizione prevalentemente argillosa, mentre in quella CPTu siano interpretati con composizione prevalentemente limosa. Dal confronto con il sondaggio appare evidente che l'indagine più vicina con una certa approssimazione alla stratigrafia reale sia la CPTu. Questa differenza nell'interpretazione stratigrafica tra le due indagini ha come conseguenza una sostanziale differenza nei grafici Fs (fig.60); infatti, si può osservare che l'indagine CPT non identifica livelli liquefacibili, mentre l'indagine CPTu identifica un livello liquefacibile entro i primi 4 metri di profondità. Infine si può notare una sostanziale differenza dei parametri LPI ed LSN (fig.61), tale da collocare i due tipi di indagini in fasce di probabilità (**Iwasaki et al., 1978**) e severità (**Tonkin e Taylor, 2013**) di liquefazione differenti. L'indagine CPT si colloca nella fascia $LPI < 5$ ed $LSN < 10$, che stanno ad indicare rispettivamente probabilità di liquefazione bassa e fenomeni di liquefazione assenti o minimi in superficie, mentre l'indagine CPTu si colloca nella fascia $5 < LPI < 15$ ed $LSN > 50$, che indicano rispettivamente probabilità di liquefazione alta e fenomeni di liquefazione molto rilevanti in superficie.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
203010C121	0.00	0.60	0.00	2.33
203010U502	12.53	13.90	55.04	52.98

Tabella 5: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

CPT e CPTu effettuate post-sisma

La CPT 181530C142 è stata eseguita il 21/09/2012 e si trova ad una quota piano campagna di 17 metri mentre la CPTu 185130U508 è stata eseguita il 27/05/2012 e si trova ad una quota piano campagna di 18 metri, la soggiacenza della superficie piezometrica è pari a 3.8 metri. Le due prove distano una dall'altra di circa 36 metri e ricadono entrambe nell'unità geomorfologica L2, corrispondente alla zona di paleo-argine. L'evento sismico del 20 Maggio 2012 ha provocato fenomeni di liquefazione ad una distanza di circa 20 metri dalle due prove.

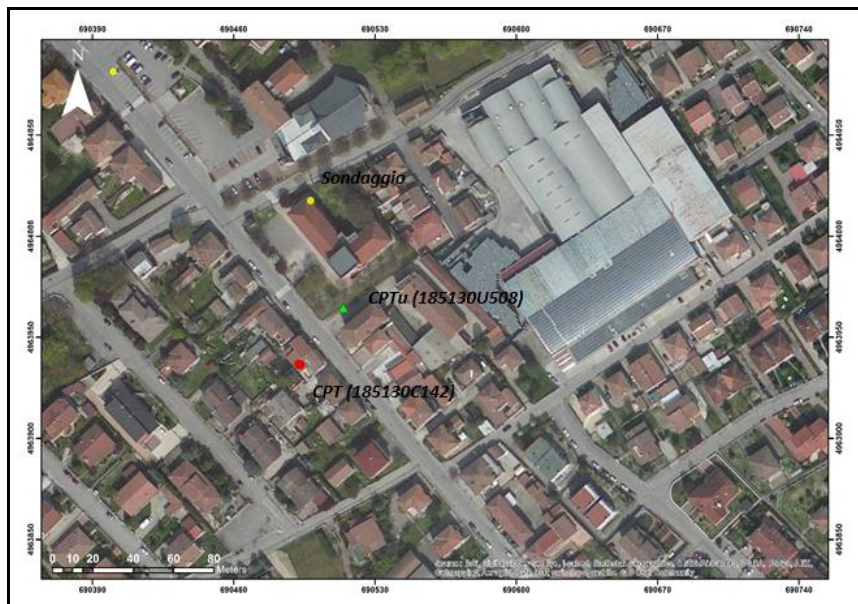


Figura 62: Localizzazione CPT e CPTu pre-sisma con sondaggio associato.

Di seguito è possibile osservare il confronto per le due indagini tra i parametri q_c - f_s , tra i grafici SBT (**Robertson et al., 1986**) ed il sondaggio a carotaggio continuo associato (quota piano campagna di 18 metri, localizzato a circa 56 metri dalla prova CPTu), tra il parametro F_s (fattore di sicurezza) calcolato secondo i metodi **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** e tra i parametri LPI ed LSN, calcolati con le stesse metodologie del fattore di sicurezza.

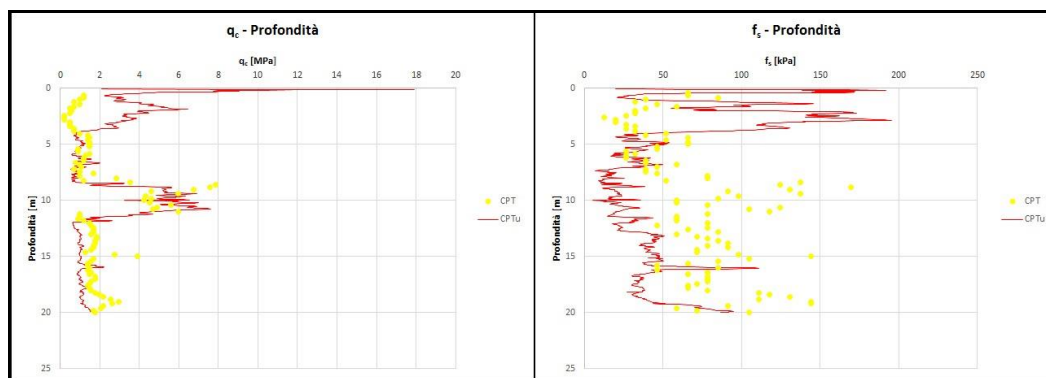


Figura 63: Grafici qc-profondità ed fs-profondità.

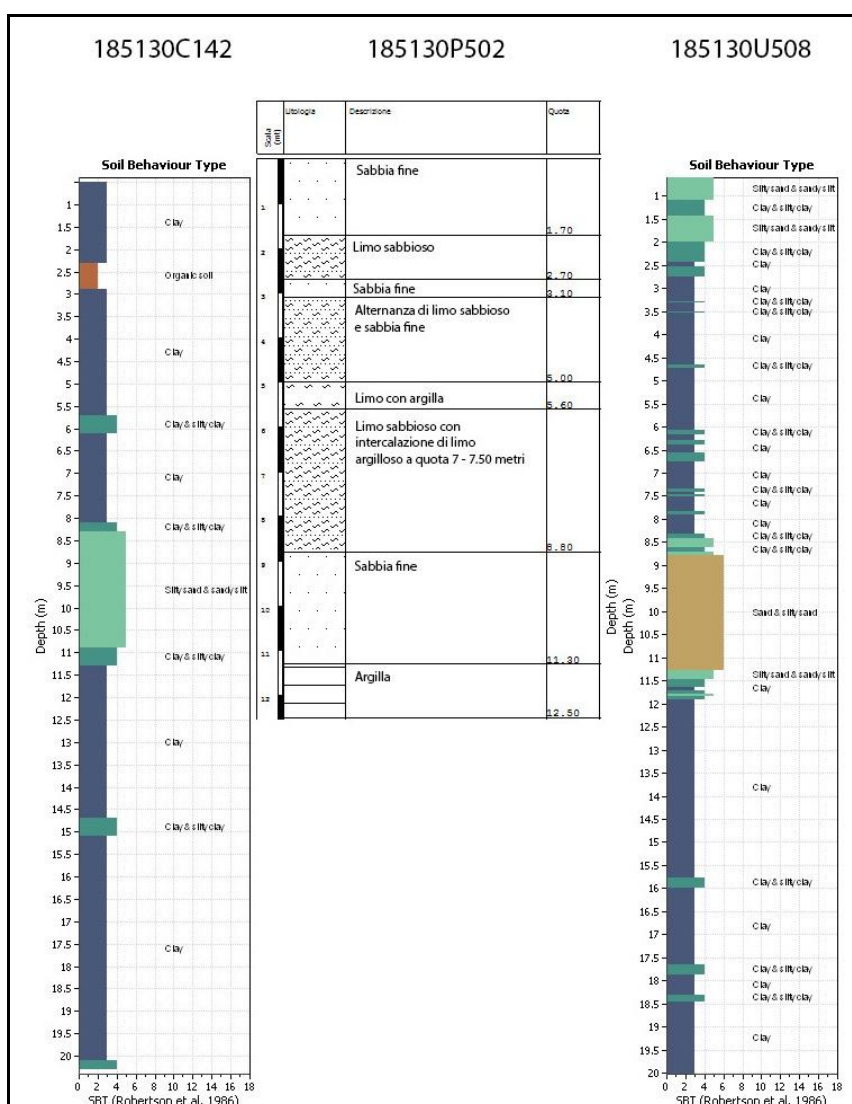


Figura 64: Confronto tra i grafici SBT e il sondaggio.

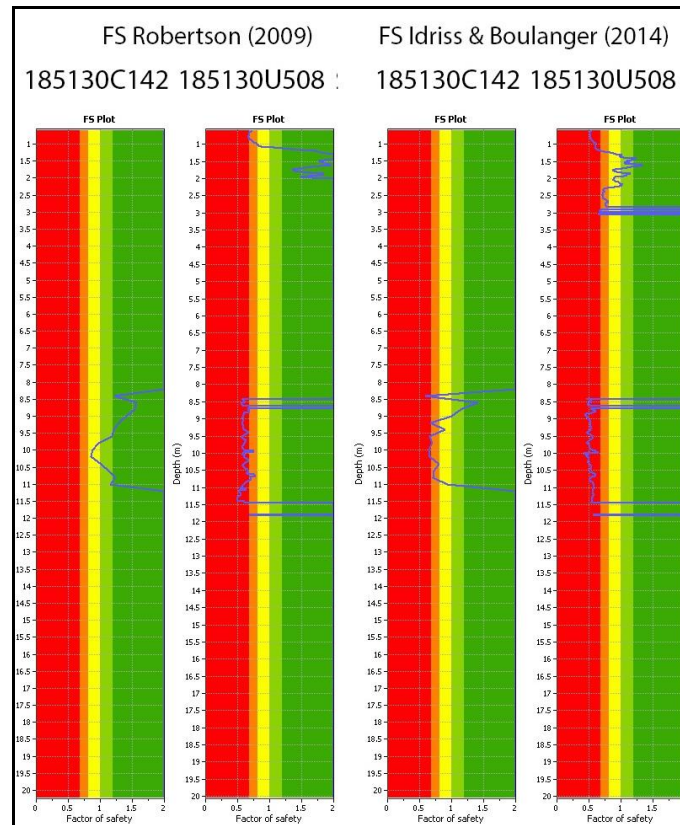


Figura 65: Confronto del parametro F_s calcolato secondo **Robertson (2009)** a sinistra e secondo **Idriss e Boulanger (2014)** a destra.

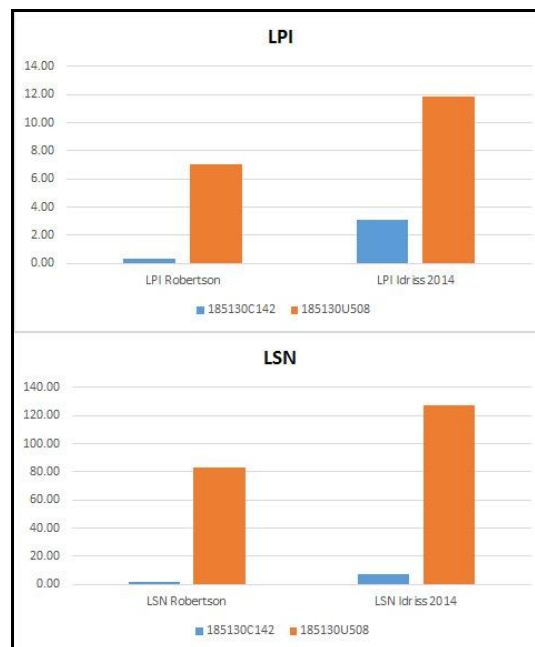


Figura 66: Confronto dei parametri LPI (in alto) ed LSN (in basso).

Osservando l'andamento e le differenze del parametro q_c di entrambe le prove (fig.63) si osserva una differenza di litotipi nei primi 4 metri di profondità, ragione per cui questo tratto non possa essere confrontato. I grafici SBT (fig.64) mostrano che la prova CPT non identifica lo strato sabbioso compreso tra 9 e 11 metri di profondità, rilevato sia dalla CPTu che dal sondaggio, identificandolo come uno strato a composizione limosa. Dal confronto con il sondaggio si osserva che l'indagine che più si avvicina alla stratigrafia reale sia la CPTu. Questa differenza nell'interpretazione stratigrafica tra le due indagini ha come conseguenza una differenza nei grafici F_s (fig.65), dove si può osservare che l'indagine CPT, a differenza della CPTu, non identifica il livello liquefacibile posto tra 9 e 11 metri di profondità. Anche in questo caso, infine, si può notare una sostanziale differenza dei parametri LPI ed LSN (fig.66), tale da collocare i due tipi di indagini in fasce di probabilità e severità di liquefazione differente. L'indagine CPT si colloca nella fascia $LPI < 5$ ed $LSN < 10$, che stanno ad indicare rispettivamente probabilità di liquefazione bassa e fenomeni di liquefazione assenti o minimi in superficie, mentre l'indagine CPTu si colloca nella fascia $5 < LPI < 15$ ed $LSN > 50$, che indicano rispettivamente probabilità di liquefazione alta e fenomeni di liquefazione molto rilevanti in superficie.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
185130C142	0.29	3.07	1.77	6.98
185130U508	7.06	11.84	82.85	127.44

Tabella 6: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

CPT pre-sisma e CPTu post-sisma

Sono state rinvenute e analizzate due coppie di indagini effettuate in momenti diversi rispetto al sisma, in entrambe le coppie la CPT è stata effettuata pre-sisma mentre la CPTu è post-sisma

1) La CPT 181530C137 è stata eseguita il 04/07/2011 e si trova ad una quota piano campagna di 17.39 metri mentre la CPTu 185130U512 è stata eseguita il 17/05/2012 e si trova ad una quota piano campagna di 17.52 metri, la soggiacenza della superficie piezometrica è pari a 4.5 metri. Le due prove distano una dall'altra circa 36 metri e ricadono entrambe nell'unità geomorfologica L2, corrispondente alla zona di paleo-argine. L'evento sismico del 20 Maggio 2012 ha provocato fenomeni di liquefazione ad una distanza di circa 35 metri dalle due prove.



Figura 67: Localizzazione CPT pre-sisma, CPTu post-sisma e sondaggio associato.

Di seguito è possibile osservare il confronto per le due indagini tra i parametri q_c - f_s , tra i grafici SBT (**Robertson et al., 1986**) ed il sondaggio a carotaggio continuo associato (quota piano campagna di 17.4 metri, localizzato a circa 35 metri dalla prova CPTu), tra il parametro F_s (fattore di sicurezza) calcolato secondo i metodi **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** e tra i parametri LPI ed LSN, calcolati con le stesse metodologie del fattore di sicurezza.

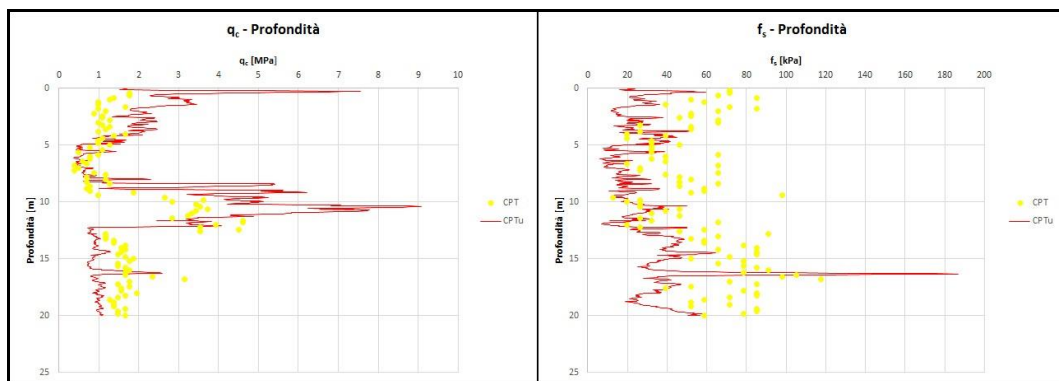


Figura 68: Grafici qc-profondità ed fs-profondità.

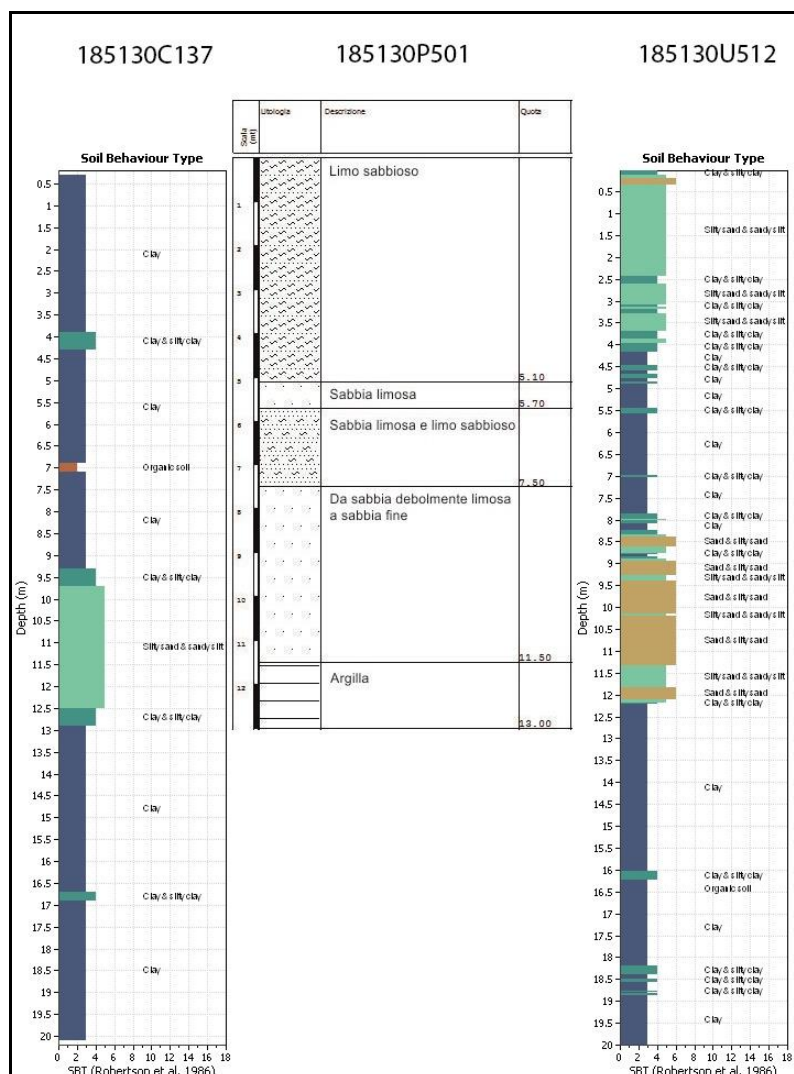


Figura 69: Confronto tra i grafici SBT e il sondaggio.

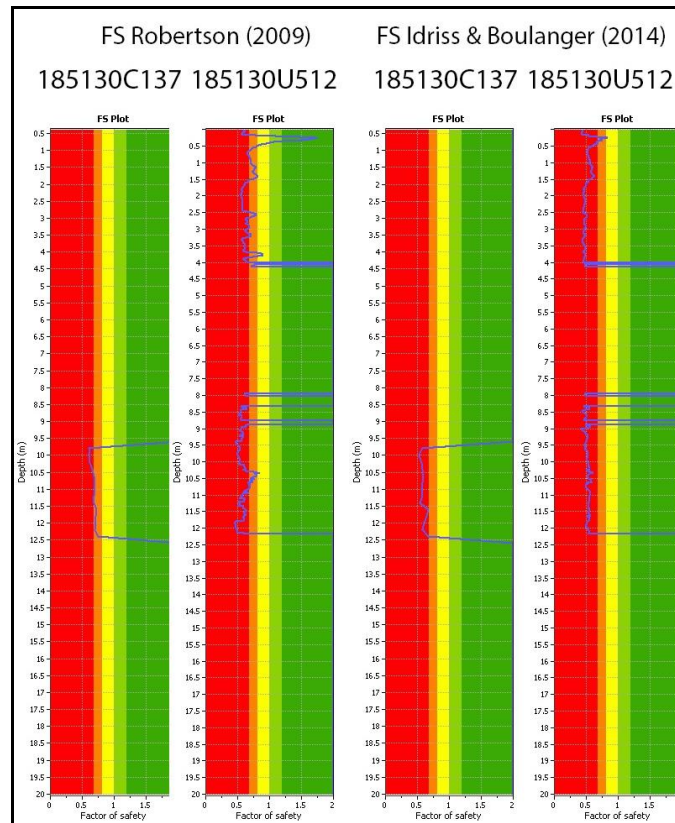


Figura 70: Confronto del parametro F_s calcolato secondo **Robertson (2009)** a sinistra e secondo **Idriss e Boulanger (2014)** a destra.

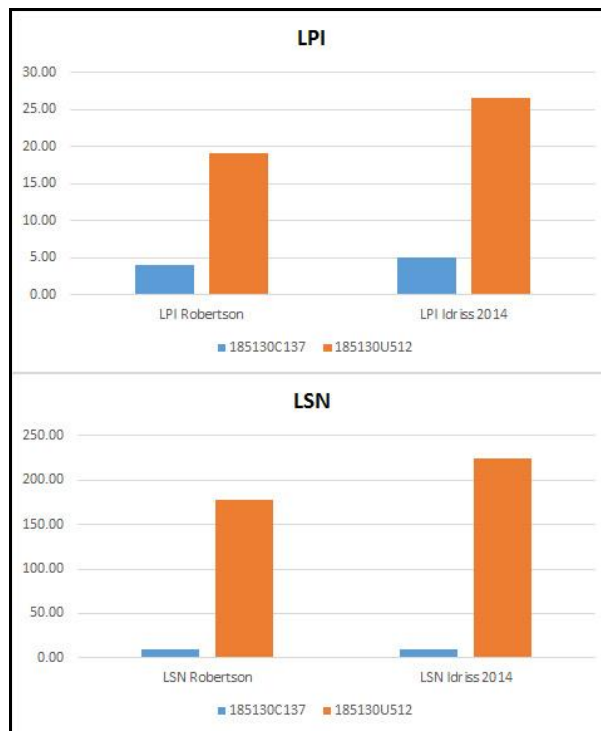


Figura 71: Confronto dei parametri LPI (in alto) ed LSN (in basso).

Osservando l'andamento e le differenze del parametro q_c di entrambe le prove (fig.68) si osserva una differenza di litotipi nei primi 5 metri di profondità, ragione per cui questo tratto non possa essere confrontato. I grafici SBT (fig.69) mostrano che la prova CPT sottostima la granulometria dello strato sabbioso posto tra 8.5 e 11.5 metri di profondità, rilevato sia dalla CPTu che dal sondaggio, identificandolo come uno strato limoso. Dal confronto con il sondaggio si osserva che l'indagine che più si avvicina alla stratigrafia reale sia la CPTu. Questa differenza nell'interpretazione stratigrafica non provoca grosse differenze nel grafico F_s (fig.70), non prendendo in considerazione i primi 5 metri; entrambe le indagini rilevano un livello liquefacibile posto tra 9 e 12 metri di profondità. Infine, si può notare una sostanziale differenza dei parametri LPI ed LSN (fig.71), tale da collocare i due tipi di indagine in fasce di probabilità e severità di liquefazione differente. L'indagine CPT si colloca nella fascia $LPI < 5$ ed $LSN < 10$, che stanno ad indicare rispettivamente probabilità di liquefazione bassa e fenomeni di liquefazione assenti o minimi in superficie, mentre l'indagine CPTu si colloca nella fascia $LPI > 15$ ed $LSN > 50$, che indicano rispettivamente probabilità di liquefazione molto elevata e fenomeni di liquefazione molto rilevanti in superficie.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
185130C137	4.00	5.10	8.98	9.42
185130U512	19.18	26.56	177.83	224.36

Tabella 7: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

2) La CPT 181530C135 è stata eseguita il 10/02/2007 e si trova ad una quota piano campagna di 17.19 metri mentre la CPTu 185130U514 è stata eseguita il 28/05/2012 e si trova ad una quota piano campagna di 17.14 metri, la soggiacenza della superficie piezometrica è pari a 4.55 metri. Le due prove distano una dall'altra circa 24 metri e ricadono entrambe nell'unità geomorfologica L2, corrispondente alla zona di paleo-argine. L'evento sismico del 20 Maggio 2012 ha provocato fenomeni di liquefazione ad una distanza di circa 20 metri dalle due prove.



Figura 72: Localizzazione CPT pre-sisma, CPTu post-sisma e sondaggio associato.

Di seguito è possibile osservare il confronto per le due indagini tra i parametri q_{c-fs} , tra i grafici SBT (**Robertson et al., 1986**) ed il sondaggio a carotaggio continuo associato (quota piano campagna di 17 metri, localizzato a circa 65 metri dalla prova CPTu), tra il parametro F_s (fattore di sicurezza) calcolato secondo i metodi **Robertson (2009)** e **Idriss e Boulanger (2014)** e tra i parametri LPI ed LSN, calcolati con le stesse metodologie del fattore di sicurezza.

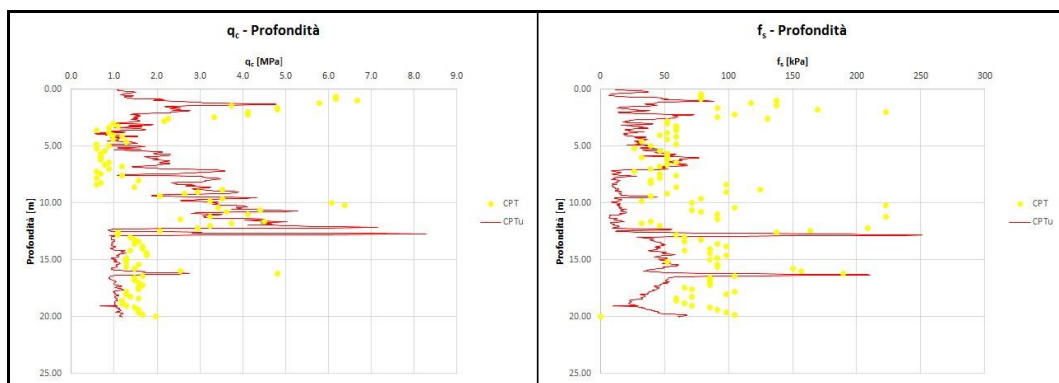


Figura 73: Grafici qc-profondità ed fs-profondità.

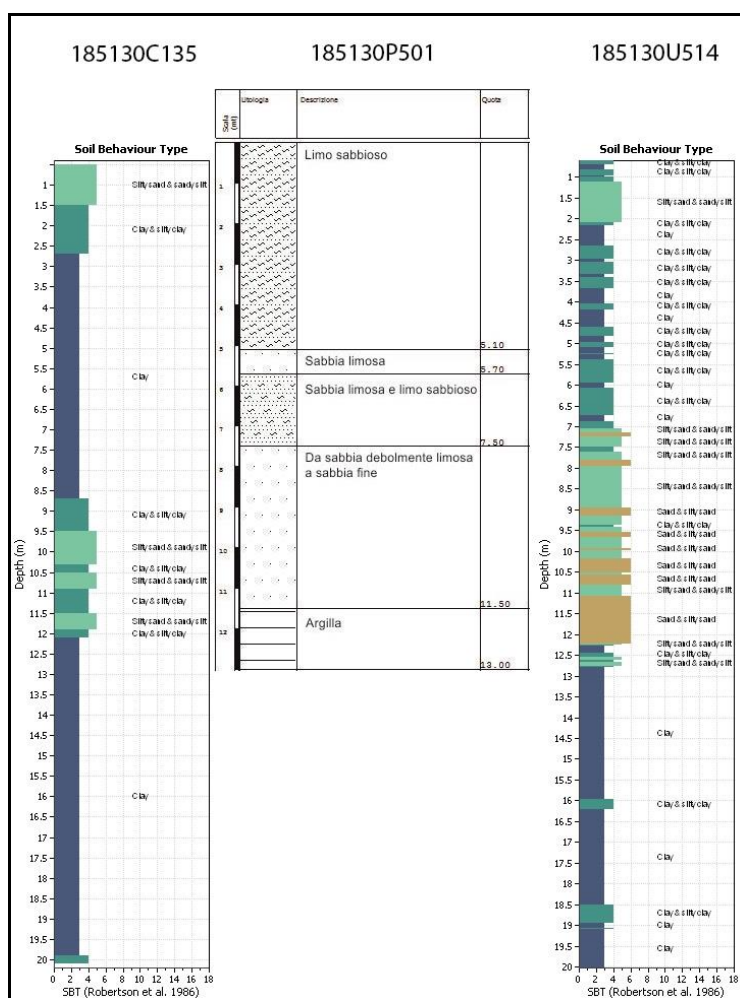


Figura 74: Confronto tra i grafici SBT e il sondaggio.

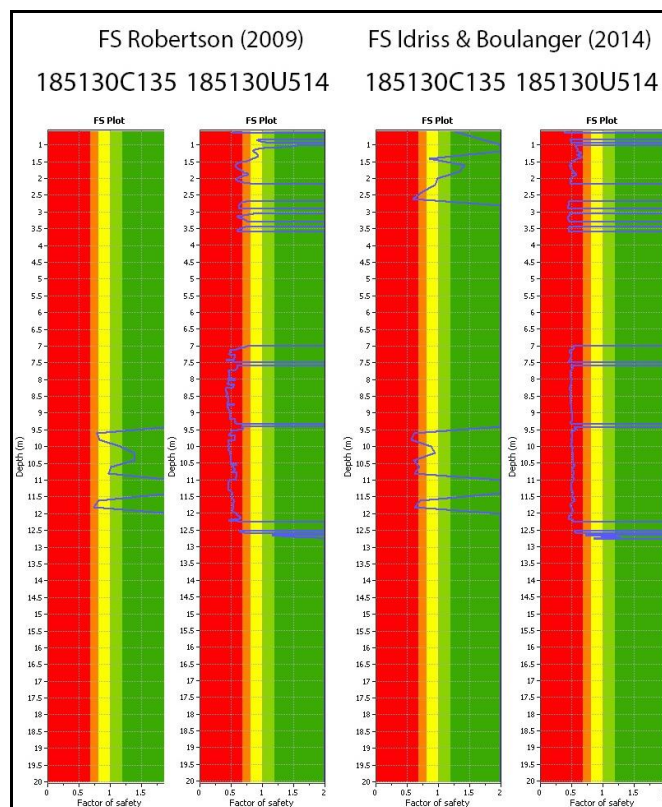


Figura 75: Confronto del parametro F_s calcolato secondo **Robertson (2009)** a sinistra e secondo **Idriss e Boulanger (2014)** a destra.

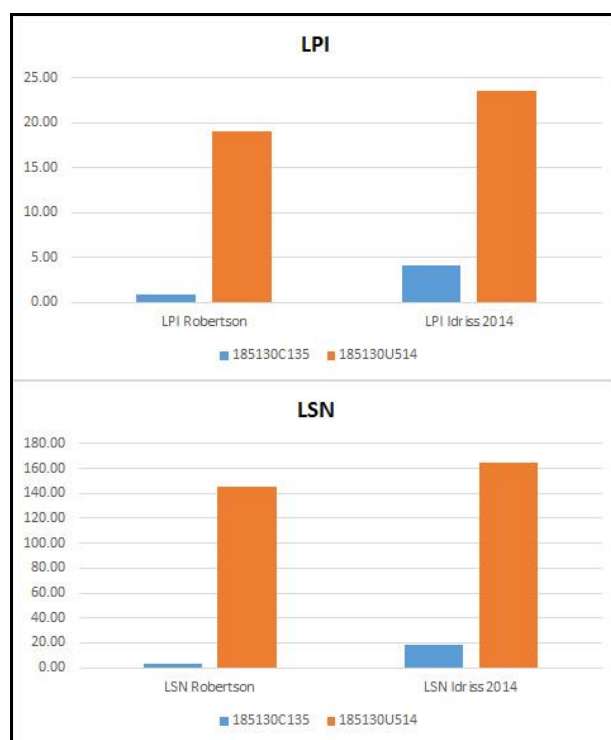


Figura 76: Confronto dei parametri LPI (in alto) ed LSN (in basso).

Osservando l'andamento e le differenze del parametro q_c di entrambe le prove (fig.73) si osserva una differenza di litotipi nel primo metro di profondità, ragione per cui questo tratto non possa essere confrontato. I grafici SBT (fig.74) mostrano che la prova CPT sottostima la granulometria dei terreni compresi tra 7 e 12 metri di profondità. Dal confronto con il sondaggio si osserva che l'indagine che più si avvicina alla stratigrafia reale sia la CPTu. Questa differenza nell'interpretazione stratigrafica tra le due indagini ha come conseguenza una sostanziale differenza nei grafici Fs (fig.75), osservando che l'indagine CPT, a differenza della CPTu, non identifica i livelli liquefacibili entro i primi tre metri di profondità e quello tra 9 e 11 metri di profondità. Infine, si può notare una sostanziale differenza dei parametri LPI ed LSN (fig.76), tale da collocare i due tipi di indagini in fasce di probabilità e severità di liquefazione differente. L'indagine CPT si colloca nella fascia $LPI < 5$ ed $LSN < 10$, che stanno ad indicare rispettivamente probabilità di liquefazione bassa e fenomeni di liquefazione assenti o minimi in superficie, mentre l'indagine CPTu si colloca nella fascia $LPI > 15$ ed $LSN > 50$, che stanno ad indicare rispettivamente probabilità di liquefazione molto elevata e fenomeni di liquefazione molto rilevanti in superficie.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
185130C135	0.80	4.11	2.79	18.73
185130U514	19.03	23.63	145.46	164.79

Tabella 8: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

Considerazioni generali

Dopo aver osservato tutti i confronti tra le quattro coppie di indagini CPT/CPTu è stato possibile fare le seguenti considerazioni generali:

- nel confronto tra i parametri q_c ed f_s si osserva che entrambi i parametri, ad eccezione dei primi metri di prova in alcuni casi, mantengono lo stesso andamento in entrambe le prove. Il parametro f_s risulta però essere sistematicamente inferiore nella prova CPTu rispetto alla prova CPT, mentre il valore del parametro q_c sembra non dipendere dal tipo di indagine;
- confrontando le colonne stratigrafiche SBT (*Soil Behaviour Type*) si può affermare che la prova CPT tenda a sottostimare la granulometria dei terreni incoerenti (limi e sabbie) rispetto alla prova CPTu. Questa sottostima è di notevole rilevanza ai fini della valutazione della suscettibilità di liquefazione, poiché sono proprio i terreni incoerenti quelli in cui si verifica il fenomeno. Si può inoltre osservare dal confronto con il sondaggio che la prova CPTu sia quella che più si avvicina al modello stratigrafico reale;
- la sottostima dei terreni incoerenti (limi e sabbie) della prova CPT porta quindi a risultati differenti in seguito all'elaborazione con i “metodi semplificati” rispetto alla prova CPTu, che si concretizza con livelli liquefacibili differenti tra le due prove (a volte la prova CPT non evidenzia livelli liquefacibili rilevati dalla prova CPTu) e parametri LPI ed LSN della prova CPT molto bassi e comunque inferiori a quelli ottenuti dalla prova CPTu;
- il parametro LSN (*Liquefaction Severity Number*) ottenuto dalle indagini CPTu sembra essere eccessivamente elevato rispetto alla scala proposta da **Tonkin e Taylor (2013)**.

Come già detto in precedenza bisogna però sottolineare che il confronto effettuato tra le indagini (CPT, CPTu e sondaggio a carotaggio continuo) parte dal presupposto che la stratigrafia non varia entro le distanze prese in considerazione

(la distanza massima tra sondaggio e prove è 65 metri), ma questo può non essere valido in realtà.

In seguito a queste considerazioni, è stato ritenuto utile effettuare (col supporto di Pagani s.r.l. e Geoservizi s.n.c.) una campagna geognostica in un sito localizzato nella provincia di Pisa (località Porta a Mare), in modo da valutare in modo più approfondito le differenze tra la prova CPT e la prova CPTu e cercare di individuare una relazione tra le due prove. Il sito è stato scelto sulla base delle conoscenze stratigrafiche pregresse della zona, che indicavano la presenza di tre litotipi (argille, limo e sabbie) entro i primi 10 metri di profondità.

9. Seconda fase

9.1. Campagna indagini CPT/CPTu

La campagna di indagini è stata eseguita presso un sito nel quartiere Porta a Mare a Pisa (fig.77)



Figura 77: Localizzazione indagini presso il quartiere Porta a mare (Pisa)

Dal punto di vista geologico nel sito sono presenti depositi alluvionali recenti (Olocene) a granulometria sabbiosa-limosa nei primi metri, per poi passare più in profondità a depositi alluvionale recenti (Olocene) a granulometria argillosa (fig.77). La superficie piezometrica nel sito esaminato è posta a circa 1 metro di profondità dal piano campagna.



La decisione di effettuare la campagna di indagini in questo sito è stata presa poiché da sondaggi a carotaggio continuo pregressi (fig.79), effettuati nel mese di Ottobre del 2009, è stato possibile osservare che nei primi 10 metri di profondità sono presenti tre litotipi differenti (limo, sabbia e argilla), utili per discriminare l'uso di CPT e CPTu nella individuazione dei vari orizzonti. I tre sondaggi a carotaggio continuo S1, S2 ed S3 sono posti rispettivamente a circa 50, 80 e 90 metri dalle indagini effettuate.

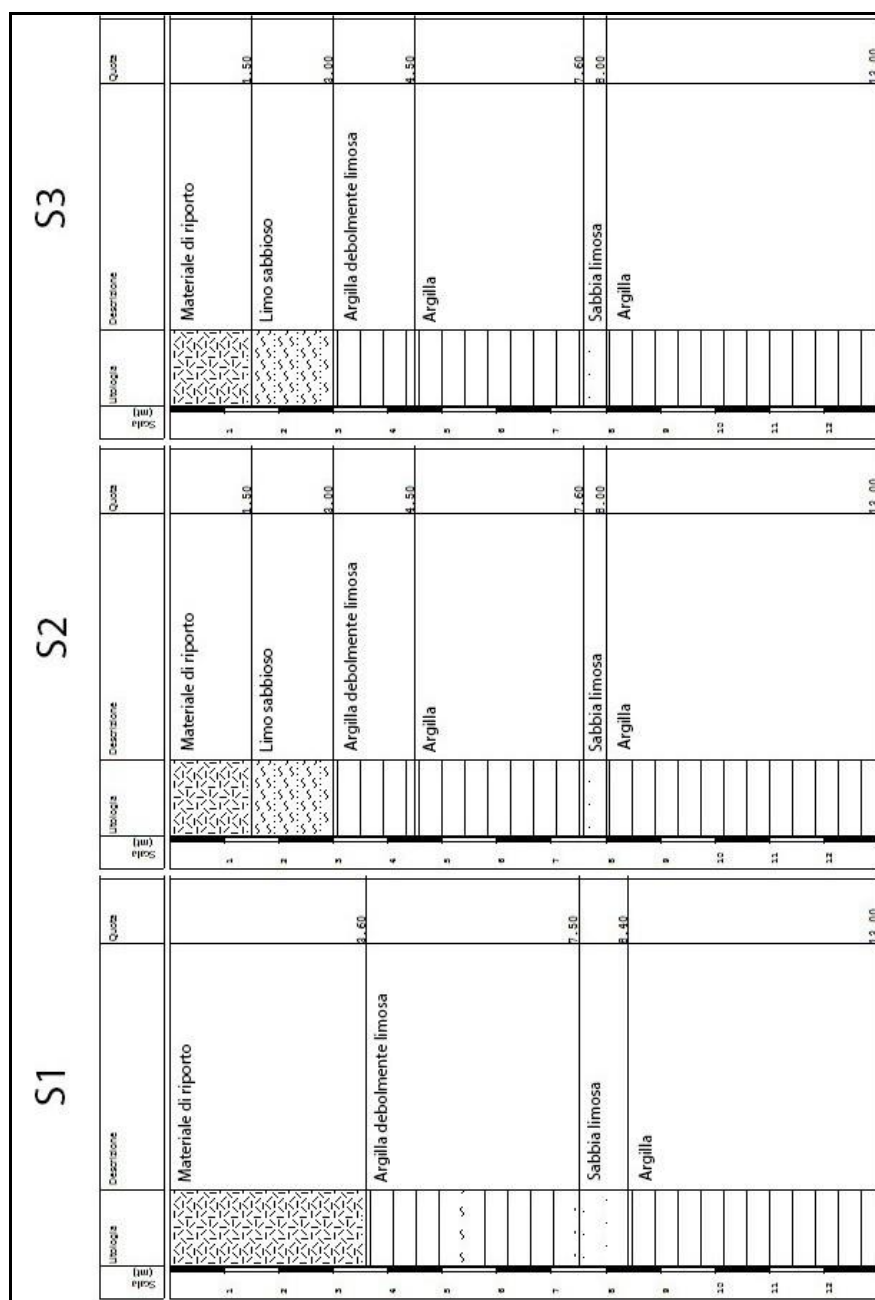


Figura 79: Sondaggi pregressi presenti in prossimità del sito esaminato.

Strumentazione utilizzata

Le prove penetrometriche CPT e CPTu sono state condotte utilizzando un penetrometro Pagani TG 73/200 (fig.80). Per quanto riguarda l'indagine CPTu, sono stati utilizzati tre diametri differenti del manicotto (35.8 mm, 35.9mm e 36mm), poiché la norma ASTM consente di impiegare manicotti aventi un diametro pari a quello del cono (35.7 mm) con tolleranza 0 – 0.3 mm; sono quindi ammessi manicotti con diametro da 35.7 a 36.0 mm. Lo scopo è stato quindi quello di valutare se il parametro f_s può variare anche tra indagini CPTu a seconda della misura del manicotto utilizzato



Figura 80: Penetrometro Pagani TG 63/200

Campagna di indagini

Nel complesso sono state eseguite 12 prove suddivise in tre prove CPTu con diametro 35.8 mm, tre prove CPTu con diametro 35.9 mm, tre prove CPTu con diametro 36 mm e tre prove CPT.

Le prove sono state eseguite seguendo una griglia regolare con distanza di 0.5 metri tra le prove:

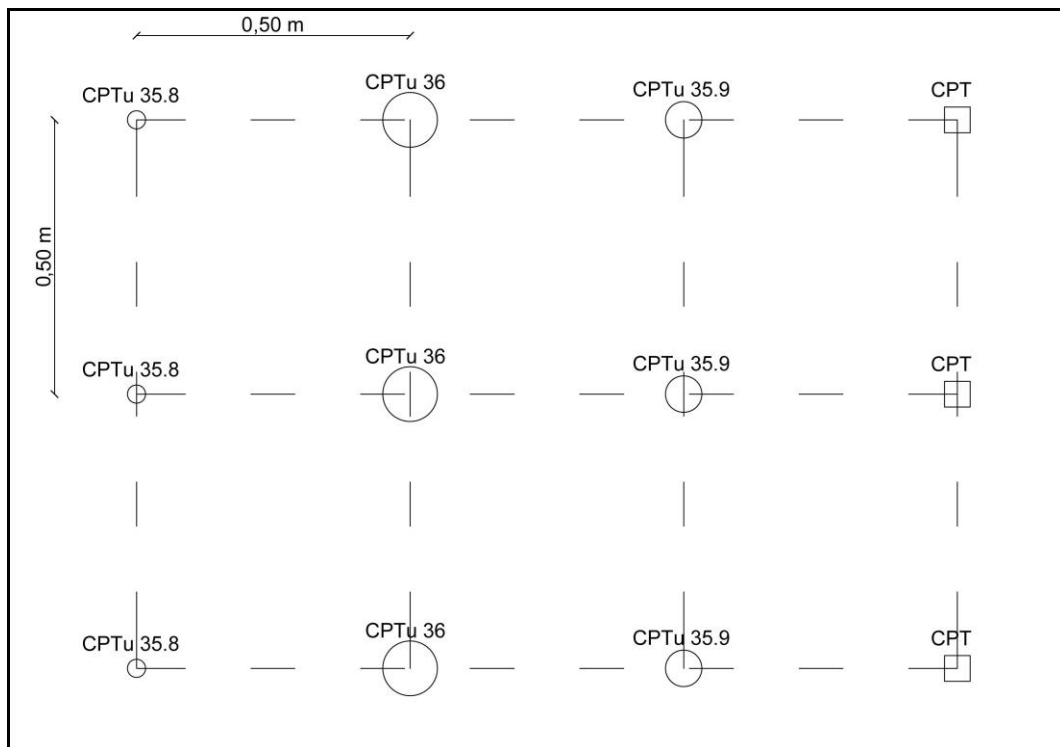


Figura 81: Schema griglia indagini.

Per effettuare ogni prova è stato eseguito un pre-foro di circa un metro a causa della presenza di terreno di riporto molto compatto. La profondità di indagine delle prove varia da 7 a 11 metri.

I dati ottenuti dalle 12 prove CPT sono stati in seguito elaborati per mezzo del software Cpet-it (Geologismiki software), un programma in grado di elaborare prove CPT-CPTu e fornire la stratigrafia ed i parametri geotecnici dei terreni indagati.

Risultati della campagna di indagini

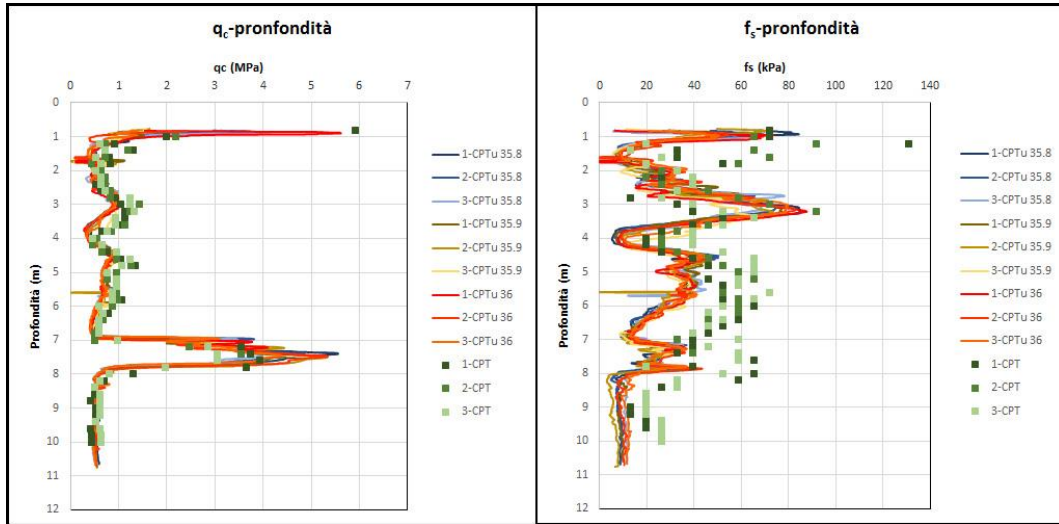


Figura 82: Grafici q_c - f_s di tutte le indagini

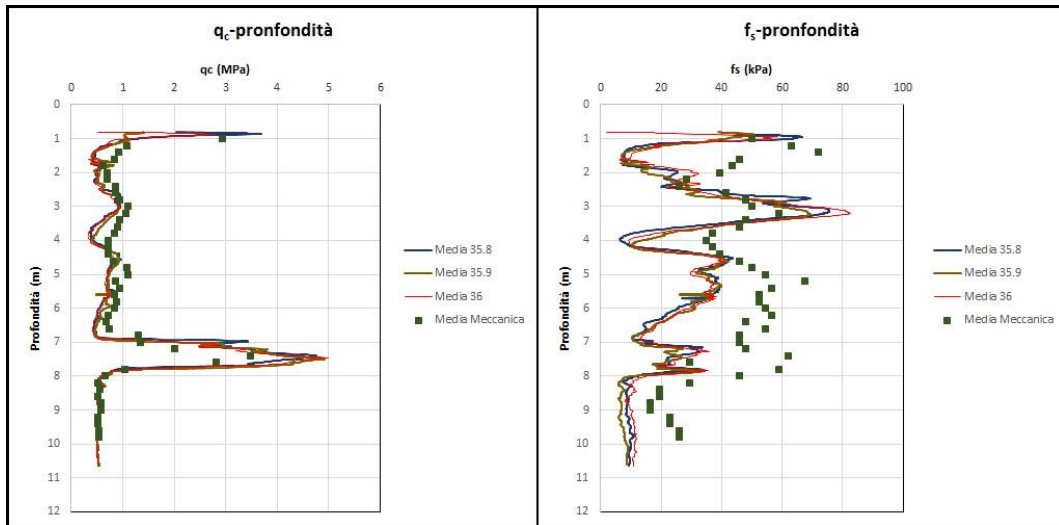


Figura 83: Grafico q_c - f_s con la media della indagini

Osservando i grafici q_c -profondità ed f_s -profondità si può affermare che i parametri q_c ed f_s non dipendono dal diametro del manicotto nel caso delle prove CPTu; inoltre il parametro f_s , a differenza del parametro q_c , che è simile sia per la prova CPT che per la prova CPTu, risulta sistematicamente superiore nella prova

CPT rispetto alla prova CPTu. Infine, si può osservare come la sovrastima del parametro f_s durante l'indagine con la punta meccanica dipenda dal tipo di terreno attraversato.

9.2. Funzione di correlazione

Utilizzando come database sia le nuove prove effettuate a Pisa che le quattro coppie di indagini del database della Regione Emilia-Romagna, è stato deciso di provare ad individuare una funzione di correlazione tra il parametro f_s della prova CPT ed il parametro f_s della prova CPTu. Dato che la prova CPT è un'indagine discontinua poiché la misura dei parametri viene eseguita ogni 20 cm mentre la prova CPTu può essere considerata un'indagine continua (i parametri possono essere misurati ogni 2 cm), è stato deciso di associare ad ogni valore CPT la media di 5 valori comprendenti quello alla stessa quota della CPT, i due valori immediatamente sopra ed i due valori immediatamente sotto. È stata inoltre apportata una correzione per la posizione del parametro f_s rispetto alla punta del cono nell'indagine CPT, poiché durante l'esecuzione della prova entrambi i parametri (q_c ed f_s) vengono associati alla posizione della punta, ma in realtà il punto di misura del parametro f_s è posto circa 20 cm al di sopra.

I dati sono stati infine filtrati sulla base della differenza del parametro q_c tra i due tipi di indagine, prendendo in considerazione i valori di f_s che hanno associata una $\Delta q_c < 0.25$ MPa

Avendo a disposizione solamente due variabili (f_s CPT ed f_s CPTu) è stato deciso di cercare di individuare la correlazione utilizzando le due variabili separate ed i rapporti delle due variabili.

La miglior correlazione è stata trovata ponendo il rapporto di f_s CPTu/ f_s CPT in funzione della f_s CPTu come si vede dalla figura 84:

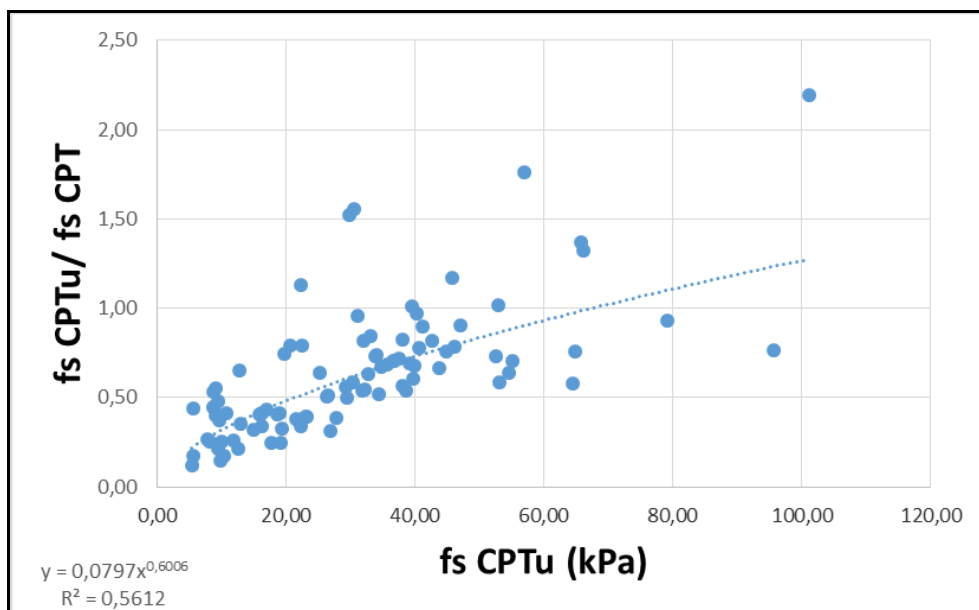


Figura 84: Funzione di correlazione tra f_s CPT ed f_s CPTu.

da cui si ottiene la seguente equazione di correlazione:

$$f_s \text{ CPTu} = (0.0797 \times f_s \text{ CPT})^{2.504}$$

L'equazione ottenuta è applicabile fino ad un valore di f_s CPT pari a 65 kPa, oltre questo valore viene assunto che f_s (CPTu) = f_s (CPT).

Partendo dal presupposto che Questa funzione di correlazione è stata quindi applicata alle quattro indagini CPT del database dell'Emilia-Romagna. Di seguito si può osservare il confronto dei parametri SBT, F_s (fattore di sicurezza), LPI ed LSN tra le indagini CPT, CPT con f_s modificata grazie alla funzione di correlazione e CPTu.

CPT e CPTu pre-sisma

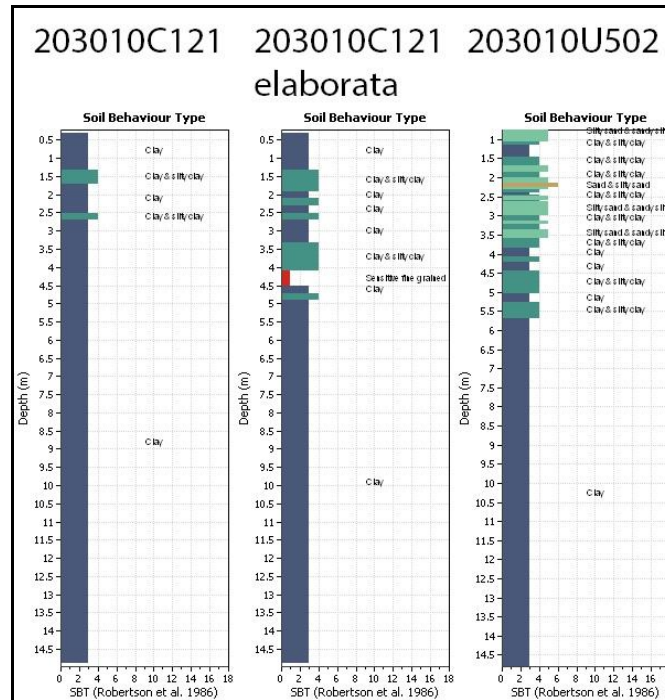


Figura 85: Confronto SBT *Robertson et al. (1986)* CPT e CPTu pre-sisma.

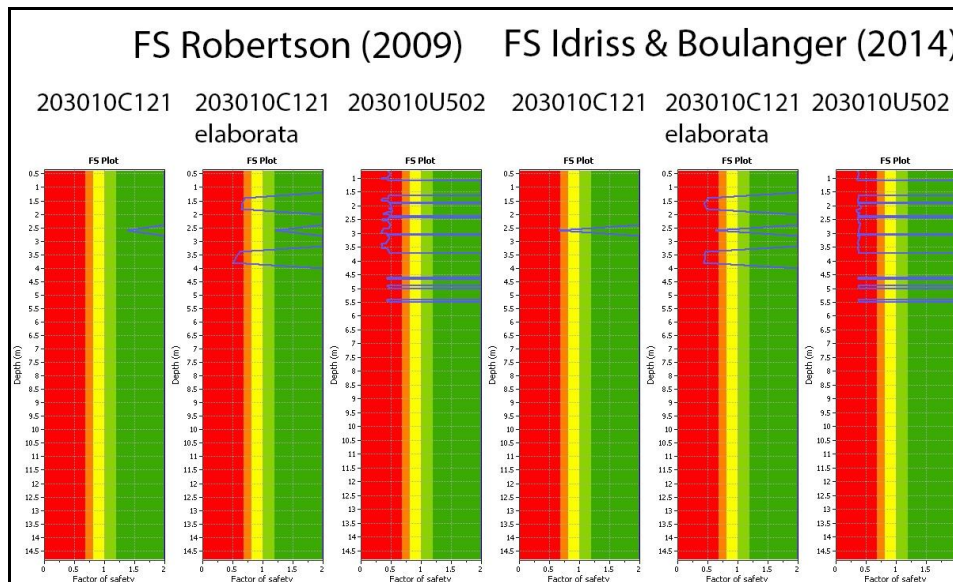


Figura 86: Confronto *Fs Robertson (2009)* ed *Fs Idriss e Boulanger (2014)* CPT e CPTu pre-sisma.

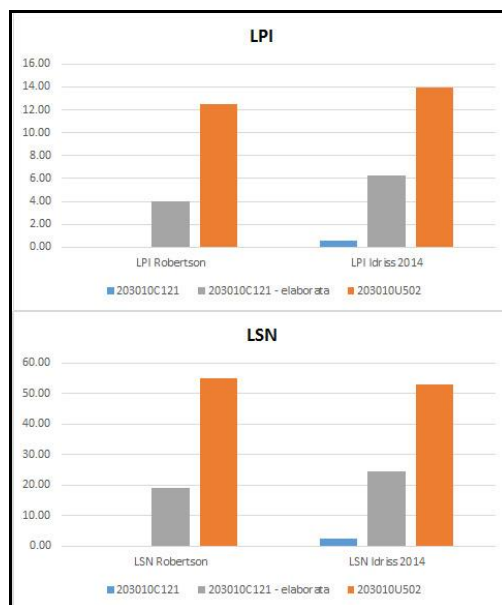


Figura 87: Confronto LPI (in alto) ed LSN (in basso) CPT e CPTu post-sisma.

Il grafico SBT (fig.85) mostra che nella CPT elaborata sono presenti variazioni nella stratigrafia tra 1.5 e 4 metri di profondità rispetto alla CPT originale, ma resta comunque poco associabile all'indagine CPTu. Il grafico del fattore di sicurezza (fig.86) mostra che la CPT elaborata identifica due livelli liquefacibili (tra 1.4 e 1.8 metri di profondità e tra 3.4 e 3.8 metri di profondità) che sono assenti in quello della CPT originale e presenti in quello della CPTu. Il grafico del parametro LPI (fig.87, in alto) mostra un aumento del valore nella CPT elaborata rispetto alla CPT originale, in particolare nella metodologia di **Idriss e Boulanger (2014)** dove la CPT elaborata e la CPTu rientrano nella stessa fascia di probabilità di liquefazione ($5 < LPI < 15$, probabilità di liquefazione alta). Infine il grafico del parametro LSN (fig.87, in basso) mostra un netto aumento del valore della CPT elaborata rispetto alla CPT originale, ma resta comunque lontano dal valore ottenuto dalla CPTu.

	LPI		LSN	
Prova	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
203010C121	0.00	0.60	0.00	2.33
203010C121 - modificata	3.98	6.22	19.00	24.38
203010U502	12.53	13.90	55.04	52.98

Tabella 9: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

CPT e CPTu post-sisma

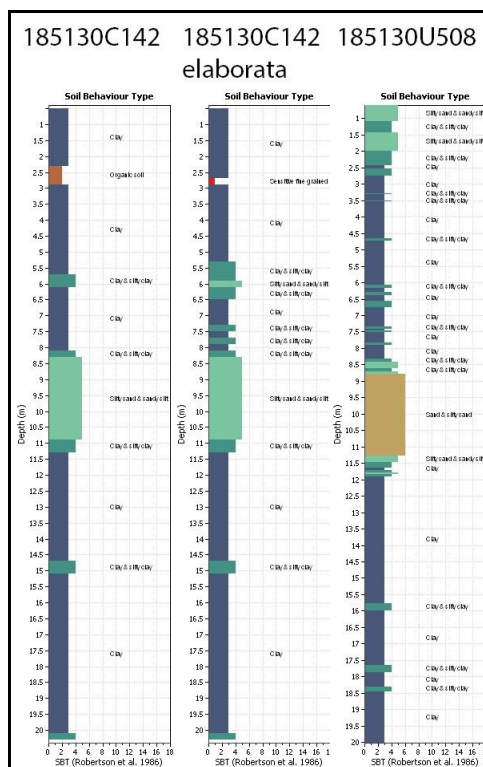


Figura 88: Confronto SBT **Robertson et al. (1986)** CPT e CPTu post-sisma.

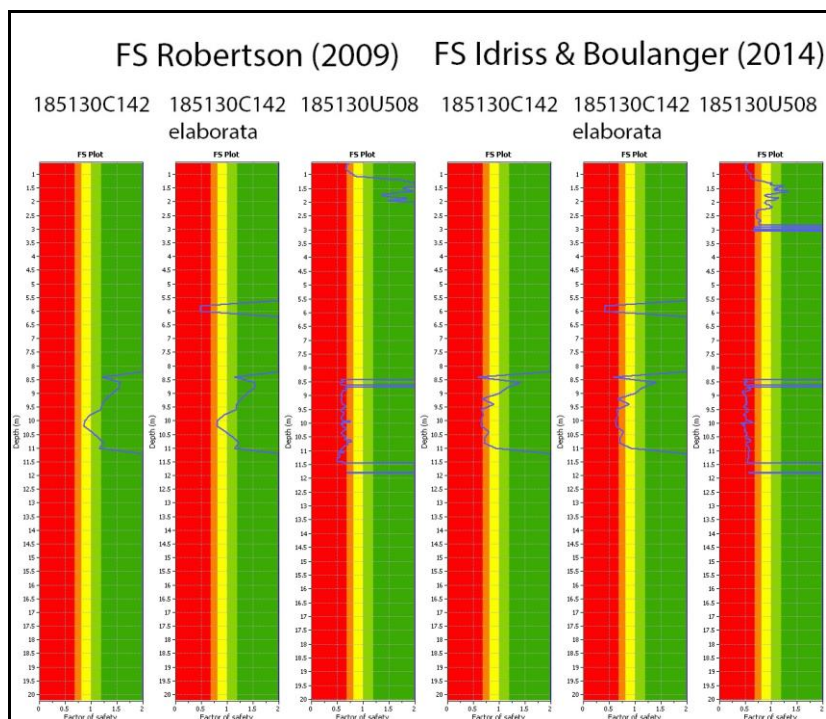


Figura 89: Confronto F_s **Robertson (2009)** ed F_s **Idriss e Boulanger (2014)** CPT e CPTu post-sisma.

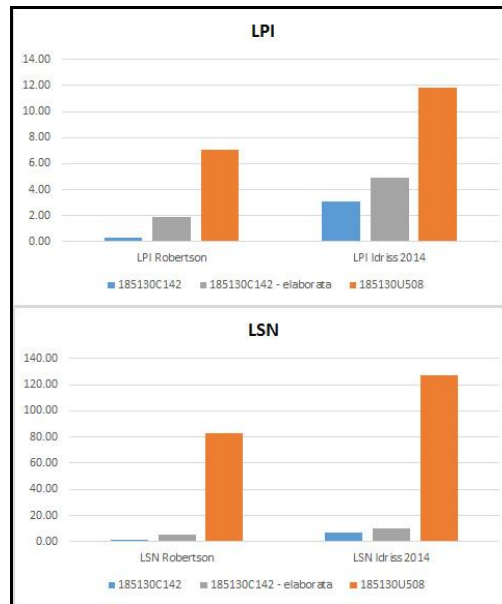


Figura 90: Confronto LPI ed LSN CPT e CPTu post-sisma.

Sia il grafico SBT (fig.88) che il grafico del fattore di sicurezza (fig.89) non mostrano variazioni tra la CPT elaborata e la CPT originale. Il grafico del parametro LPI (fig.90, in alto) mostra un aumento del valore della CPT elaborata rispetto alla CPT, ma non tale da portare la CPT elaborata nella stessa fascia di probabilità di liquefazione della CPTu. Infine, il grafico del parametro LSN (fig.90, in basso) mostra un minimo aumento del valore della CPT elaborata rispetto alla CPT originale.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
203010C121	0.29	3.07	1.77	6.98
203010C121 - modificata	1.92	4.91	5.42	10.02
203010U502	7.06	11.84	82.85	127.44

Tabella 10: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

CPT pre-sisma e CPTu post-sisma

1)

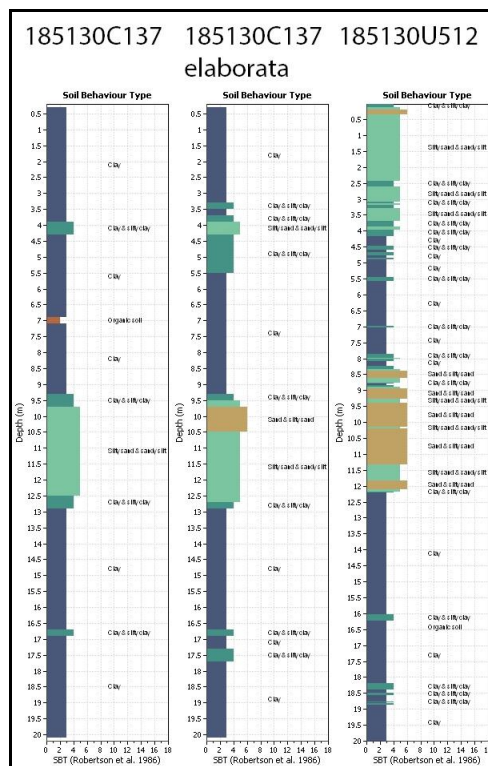


Figura 91: Confronto SBT **Robertson et al. (1986)** CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

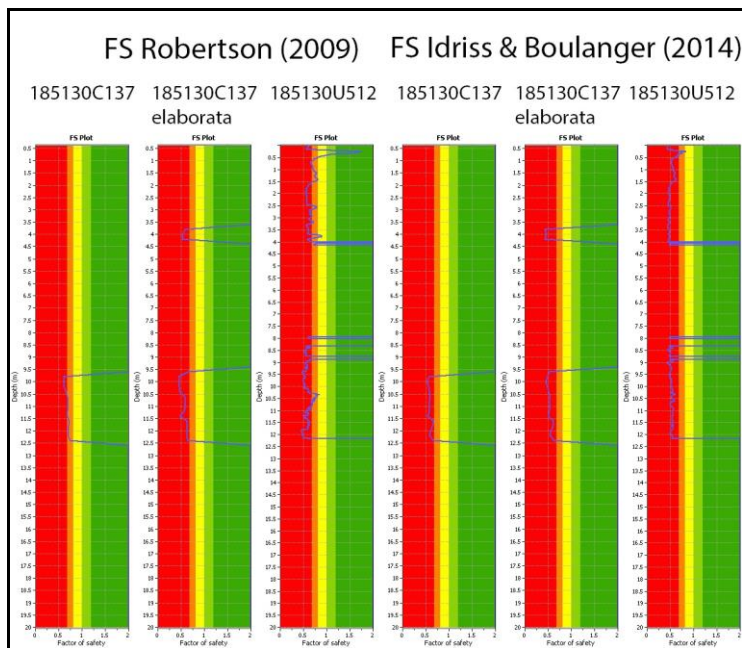


Figura 92: Confronto **Fs Robertson (2009)** ed **Fs Idriss e Boulanger (2014)** CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

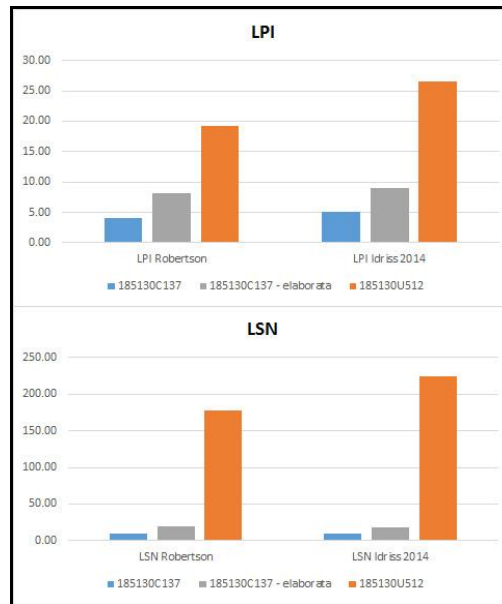


Figura 93: Confronto LPI ed LSN CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

Il grafico SBT (fig.91) mostra nella CPT elaborata un livello sabbioso posto tra 9.6 e 10.4 metri di profondità, questo livello si può ritrovare nella prova CPTu ma non nella prova CPT originale. Il grafico del fattore di sicurezza (fig.92) mostra che la CPT elaborata identifica un livello liquefacibile tra 3.6 e 4.2 metri di profondità, già identificato nella CPTu ma non nella CPT originale, e delle variazioni quantitative sul parametro F_s nel livello liquefacibile tra 9.6 e 12.4 metri di profondità tra la CPT elaborata e la CPT originale. Il grafico del parametro LPI (fig.93, in alto) mostra un aumento del valore nella CPT elaborata rispetto alla CPT originale, ma non tale da portare la CPT elaborata nella stessa fascia di probabilità di liquefazione della CPTu. Infine il grafico del parametro LSN (fig.93, in basso) mostra un minimo aumento del valore della CPT elaborata rispetto alla CPT originale.

	LPI		LSN	
Prova	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
203010C121	4.00	5.10	8.98	9.42
203010C121 - modificata	8.08	8.97	18.88	17.83
203010U502	19.18	26.56	177.83	224.36

Tabella 11: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

2)

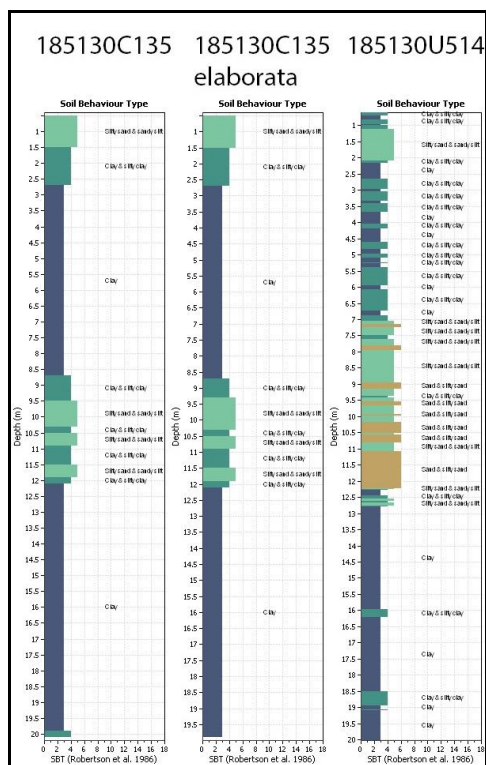


Figura 94: Confronto SBT *Robertson et al. (1986)* CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

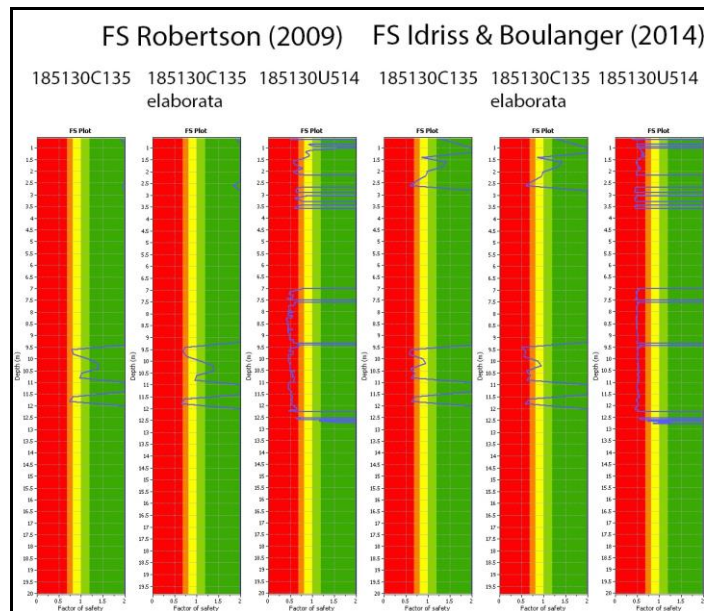


Figura 95: Confronto *Fs Robertson (2009)* ed *Fs Idriss e Boulanger (2014)* CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

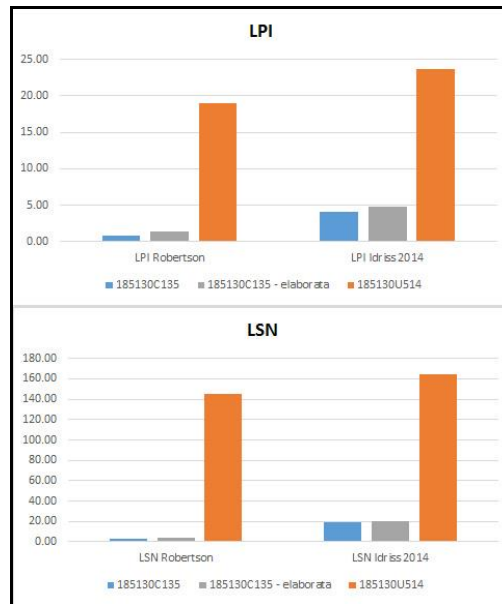


Figura 96: Confronto LPI ed LSN CPT pre-sisma e CPTu post-sisma.

I grafici SBT (fig.94), del fattore di sicurezza (fig.95) e del parametro LSN (fig.96, in basso) non mostrano variazioni tra CPT elaborata e CPT originale, mentre il grafico del parametro LPI (fig.96, in alto) mostra minime variazioni tra CPT elaborata e CPT originale.

Prova	LPI		LSN	
	LPI Robertson	LPI Idriss 2014	LSN Robertson	LSN Idriss 2014
203010C121	0.80	4.11	2.79	18.73
203010C121 - modificata	1.39	4.75	3.76	19.73
203010U502	19.03	23.63	145.46	164.79

Tabella 12: Valori LPI ed LSN secondo le varie metodologie.

Considerazioni sulla funzione di correlazione

Come già detto in precedenza la funzione di correlazione trovata viene applicata solamente nel caso in cui il parametro f_s della prova CPT risulti minore di 65 kPa, per valori superiori a 65 kPa viene assunto che $f_s(\text{CPT}) = f_s(\text{CPTu})$. Questa assunzione non dovrebbe portare effetti negativi poiché la liquefazione è un fenomeno che avviene in terreni attritivi con densità relativa non elevata (depositi sciolti), che solitamente non presentano valori di f_s elevati.

Lo scopo nell'applicare la funzione di correlazione alla CPT era quello di cercare di ottenere dalle nuove CPT elaborate parametri di liquefazione (LPI e LSN) più simili a quelli delle CPTu. Osservando i risultati si può affermare che per il parametro LPI la funzione di correlazione abbia un risultato soddisfacente in due casi (primo e terzo caso) e minimi risultati negli altri due casi (secondo e quarto caso), mentre per quanto riguarda il parametro LSN la funzione di correlazione in nessun caso da risultati soddisfacenti

Dato che in ogni caso l'applicazione della funzione di correlazione tenda a spostare, seppur in modo minimo, il valore dei parametri di liquefazione (LPI ed LSN) dalla CPT alla CPTu, è stato deciso di applicare questa funzione all'intero database di prove CPT della Regione Emilia-Romagna.

10. Terza fase

L'applicazione della funzione di correlazione (fig.83) al database delle indagini CPT della Regione Emilia-Romagna non è sempre stato possibile. Infatti, come già detto in precedenza, la funzione di correlazione è applicabile solamente nei casi in cui il parametro f_s ha un valore inferiore a 65 kPa. In termini quantitativi è stato possibile applicare la correlazione a 322 prove CPT su un totale di 627. Specificando settore per settore è stato possibile applicare la correlazione a 174 (67%) prove CPT del settore SE, 75 (50%) prove CPT del settore SW, 54 (34%) prove CPT del settore NW e 19 (30%) prove CPT del settore NE.

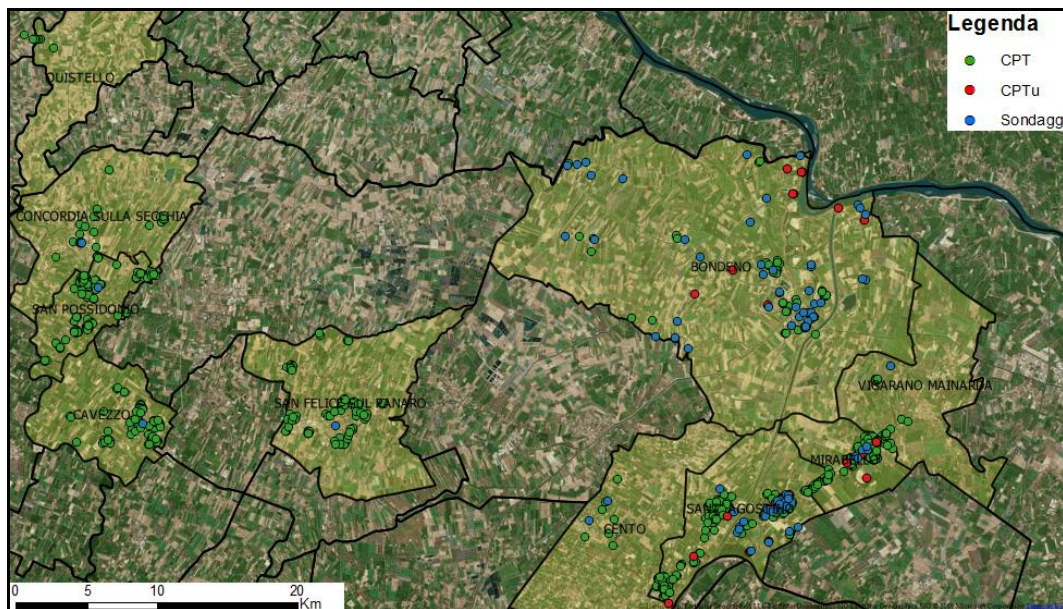


Figura 97: Localizzazione indagini geognostiche (CPT, CPTu e sondaggi) dell'intera area colpita.

In seguito sono state elaborate mediante il software CLiq tutte le indagini CPT originali, le indagini CPT elaborate e la indagini CPTu; nella tabella 13 vengono elencati i valori dei parametri utilizzati per l'elaborazione per ogni località.

Località	Mw	PGA (g)	G.W.T. in situ (m)	G.W.T. earthquake (m)	γ (kN/m³)
Bondeno	5.8	0.215	Da indagine	0	18.7
Cavezzo	5.8	0.215	Da indagine	0	18.7
Cento	5.8	0.215	Da indagine	0	18.7
Concordia	5.8	0.215	Da indagine	0	18.7
Mirabello	5.9	0.215	Da indagine	0	18.7
Quistello	5.8	0.15	Da indagine	0	18.7
San Carlo	5.9	0.215	Da indagine	0	18.7
San Felice sul Panaro	5.9	0.215	Da indagine	0	18.7
San Possidonio	5.8	0.215	Da indagine	0	18.7
Sant'Agostino	5.9	0.215	Da indagine	0	18.7
Vigarano	5.9	0.215	Da indagine	0	18.7

Tabella 13: Parametri utilizzati nel software CLiq.

Dopo aver elaborato i dati, il lavoro si è concentrato prima sul confronto tra indagine CPT originale e indagine CPT elaborata per l'identificazione dei livelli liquefacibili a partire dal fattore di sicurezza (F_s) nelle località di San Carlo e Mirabello, in seguito sulla valutazione dei parametri LPI ed LSN in relazione ai fenomeni di liquefazione avvenuti tramite carte di suscettibilità e di severità a liquefazione e analisi mediante grafici.

10.1. Livelli liquefacibili in località San Carlo e Mirabello

La decisione di effettuare il confronto tra livelli liquefacibili identificati da indagine CPT originale e da CPT elaborata presso le località di San Carlo e Mirabello è stata presa poiché queste due località sono state quelle maggiormente colpite (478 manifestazioni di cui il 45% come liquefazione, il 40% come fratture con liquefazione e il 15% come fratture) dai fenomeni di liquefazione provocati dagli eventi sismici del 20 e 29 Maggio 2012 e quelle studiate più nel dettaglio, per cui è stato possibile reperire dati attendibili sui livelli liquefacibili presenti in questa area. Va sottolineato che dall'analisi sono stati considerati quei livelli liquefacibili che presentano un fattore di sicurezza < 1 per almeno uno spessore di 40 centimetri.

Inquadramento geologico-geomorfologico di dettaglio

L'area che comprende le località di San Carlo e Mirabello ha subito nei secoli profonde trasformazioni legate alla dinamica del corso del fiume Reno (modifiche del percorso, rotte arginali, ventagli di esondazione, ecc.) e all'uso del territorio (argini artificiali, canalizzazione, bonifiche, ecc.).

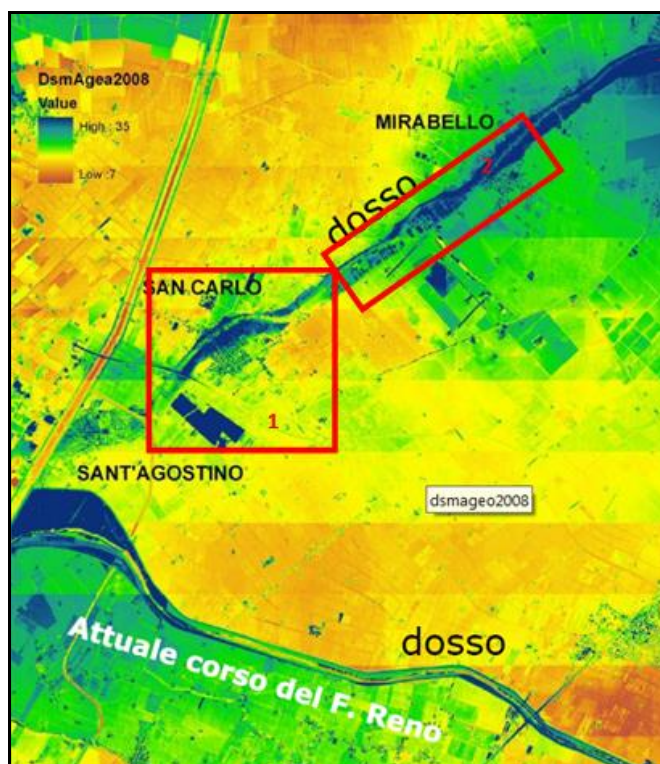


Figura 98: Modello digitale della superficie (altitudine in metri s.l.m.). (Martelli, 2012)

La fig.98 mostra il modello digitale della superficie (DSMAGEO2008) dell'area di studio, nel quale è evidenziato l'antico percorso del fiume Reno (zona rilevata con andamento SW-NW), lungo il quale si trovano gli abitati di San Carlo e Mirabello. In particolare sono evidenziati due rilievi arginali (paleo-argini con altitudine di circa 17-18 metri s.l.m.), una zona mediana di riempimento (paleo-alveo con altitudine di circa 14 metri s.l.m.) e le zone esterne di piana (con altitudine di circa 12 metri s.l.m.).

Di seguito sono riportate le mappe di microzonazione sismica relative a San Carlo (fig.99) e Mirabello (fig.100) con annesse informazioni geomorfologiche (distinzione tra paleo-alveo, paleo-argine e piana)

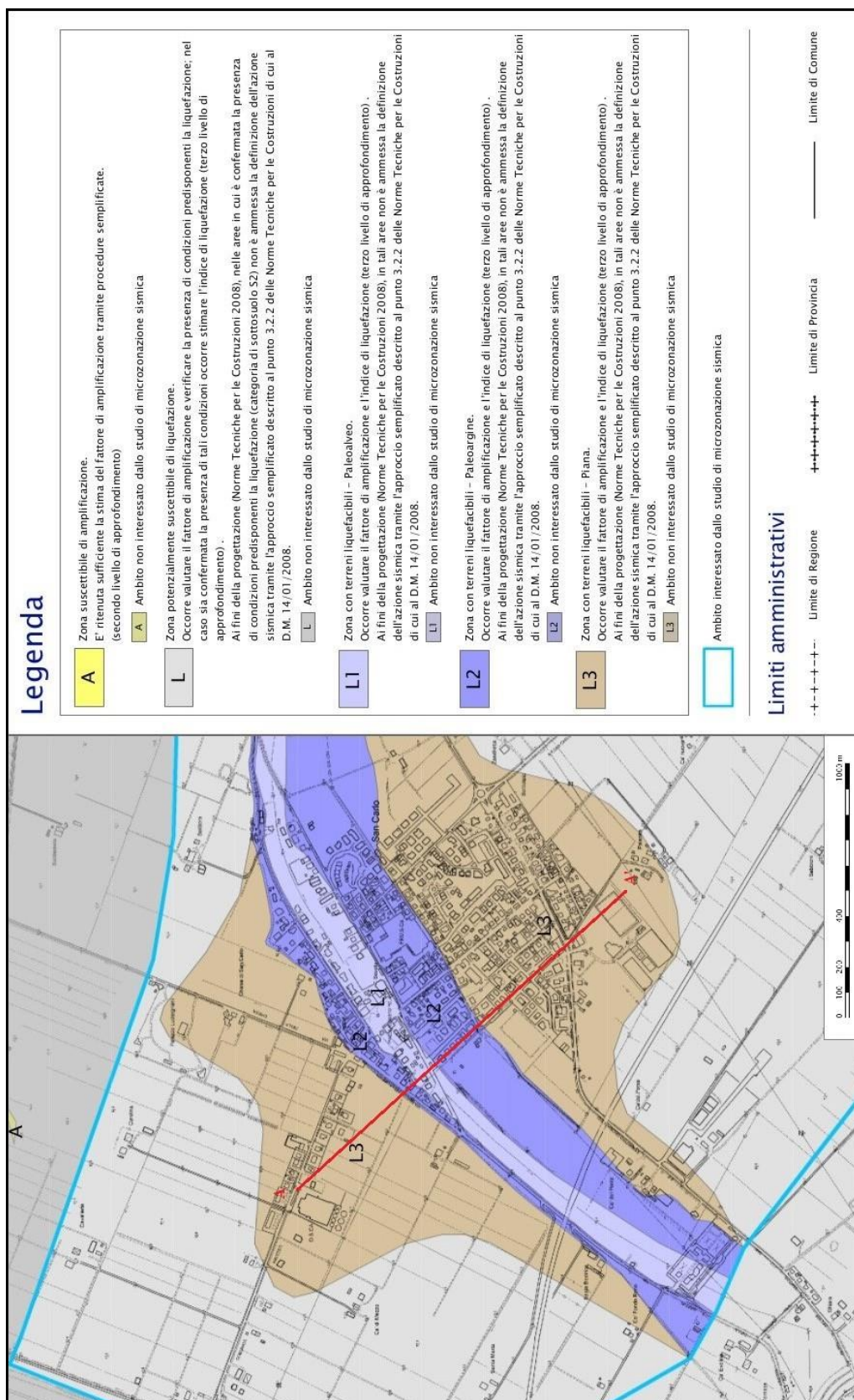


Figura 99: Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica di San Carlo. La linea rossa rappresenta la traccia della sezione stratigrafica A-A' riportata in figura 101 (Regione Emilia-Romagna, 2012).

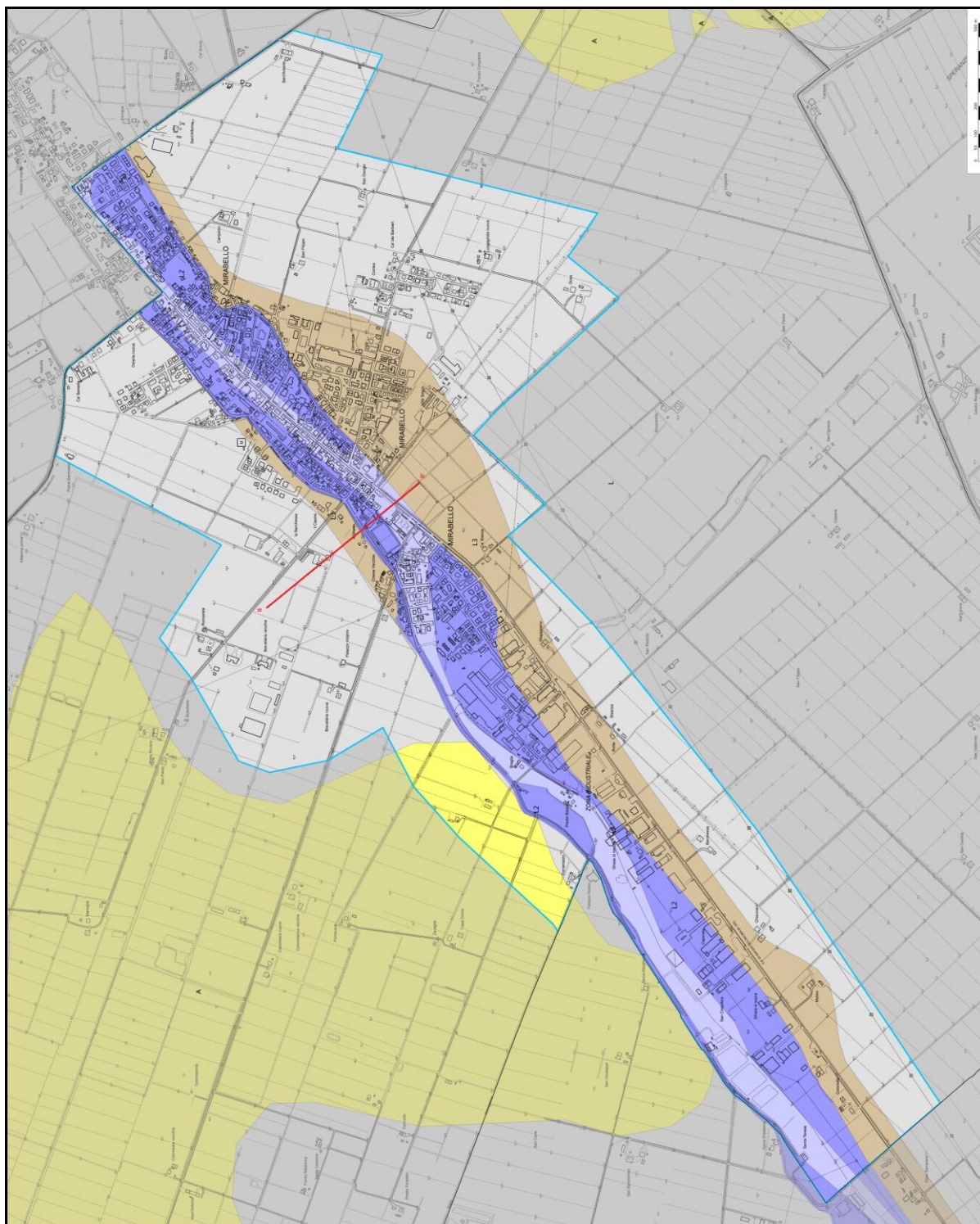


Figura 100: Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica di Mirabello. La linea rossa rappresenta la traccia della sezione stratigrafica B-B' riportata in figura 101 (Regione Emilia-Romagna, 2012).

Modello geologico di dettaglio

L'analisi del sottosuolo si è basata sui dati della banca dati geognostica del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna, ed è stato possibile ricostruire la stratigrafia fino alla profondità di interesse per il fenomeno della liquefazione (15-20 metri). Il sottosuolo può essere dunque suddiviso in tre unità principali:

- **Unità dei canali fluviali**

Si sviluppa dalla superficie fino ad una profondità variabile tra 14 e 19 metri dal piano campagna. Da un punto di vista geomorfologico, in superficie, sono presenti due elementi morfo-deposizionali rilevati corrispondenti a paleo-argini (Argine Postale, in sinistra idrografica, e Argine Vecchio, in destra): sono costituiti, nella porzione più prossimale, da sabbia fine alternata a limi sabbiosi, passanti lateralmente (argine distale) a limi sabbiosi ed argillosi. Lo spessore di questo intervallo sabbioso-limoso raggiunge i 4 metri in corrispondenza della sommità dell'argine e la base è alla quota di circa 12-14 metri s.l.m. Nella depressione compresa tra i due paleo-argini, corrispondente al paleo-alveo, è presente un corpo sabbioso lenticolare, potente fino a circa 2 metri, che costituisce il riempimento più recente dell'alveo abbandonato. Questi depositi sono l'espressione del canale fluviale più recente, attivo fino al XVIII secolo.

Segue un orizzonte continuo, esteso lateralmente, di limi sabbiosi alternati a sabbie limose, interpretabili come depositi di tracimazione fluviale, con locali livelli di torbe e resti vegetali, testimonianza di ambienti palustri. La base di questo intervallo è alla quota di circa 7 metri s.l.m., lo spessore è di circa 4-5 m. Al di sotto del dosso fluviale, sono presenti ancora lenti sabbiose, più o meno sviluppate, attribuibili a paleo-canali più antichi.

Alla base dell'unità dei canali fluviali si incontra un corpo più continuo, costituito da più lenti amalgamate di sabbie fini e medie, testimonianza di una intensa attività deposizionale da parte di antichi sistemi fluviali. Lo spessore totale di queste sabbie raggiunge i 3-4 metri nella zona assiale mentre tende a ridursi e a chiudersi nelle aree di piana. Il tetto si trova ad una profondità variabile da circa 3-4 metri nelle zone altimetricamente più basse (aree di piana) a circa 7-8 metri

nelle zone dei paleo-argini; la base di questa unità sabbiosa è ad una quota variabile tra 3 e 6 metri s.l.m.

- **Unità delle paludi**

Si sviluppa con continuità al di sotto delle sabbie fluviali ed è costituita prevalentemente da argille e limi, con abbondante frazione organica e livelli di torbe (diffuse ed estese alla quota di 5 metri s.l.m.). Lo spessore varia tra 5 e 8 metri nella zona di Mirabello, mentre è di circa 9-10 metri nella zona di San Carlo. L'unità documenta la diffusione e la persistenza di ambienti di tipo palustre, mentre i sottili livelli di sabbie fini limose presenti localmente sono interpretabili come depositi distali di rotte fluviali. Il tetto di questo orizzonte fine si trova ad una profondità variabile tra 5 e 7 metri dal piano campagna nelle zone di piana e circa 10-13 metri nella zona dei paleo-argini, localmente eroso in corrispondenza delle basi dei canali fluviali. La base, corrispondente al passaggio Olocene-Pleistocene, si trova ad una profondità di circa 14-15 metri nelle zone di piana e fino a 19 metri nella zona dei paleo-argini.

- **Unità della piana alluvionale pleistocenica**

È l'unità stratigraficamente più bassa, costituita da un'alternanza di limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazione di un orizzonte esteso e continuo di sabbia media e fine, di spessore fino a circa 4 metri nella zona di San Carlo e di 10 metri nella zona di Mirabello. Questa unità si trova ad una profondità di circa 20-25 metri nelle zone dei paleo-argini e circa 16-17 metri nelle zone di piana (**Facciorusso et al., 2012**).

Di seguito sono riportate le sezioni stratigrafiche (sezione A-A' fig.98 e sezione B-B' fig.99), orientate circa NW-SE e realizzate da **Martelli (2012)**. Le due sezioni sono state eseguite utilizzando i dati ricavati dalle prove geognostiche disponibili nelle singole aree, in particolare dai sondaggi a carotaggio continuo.

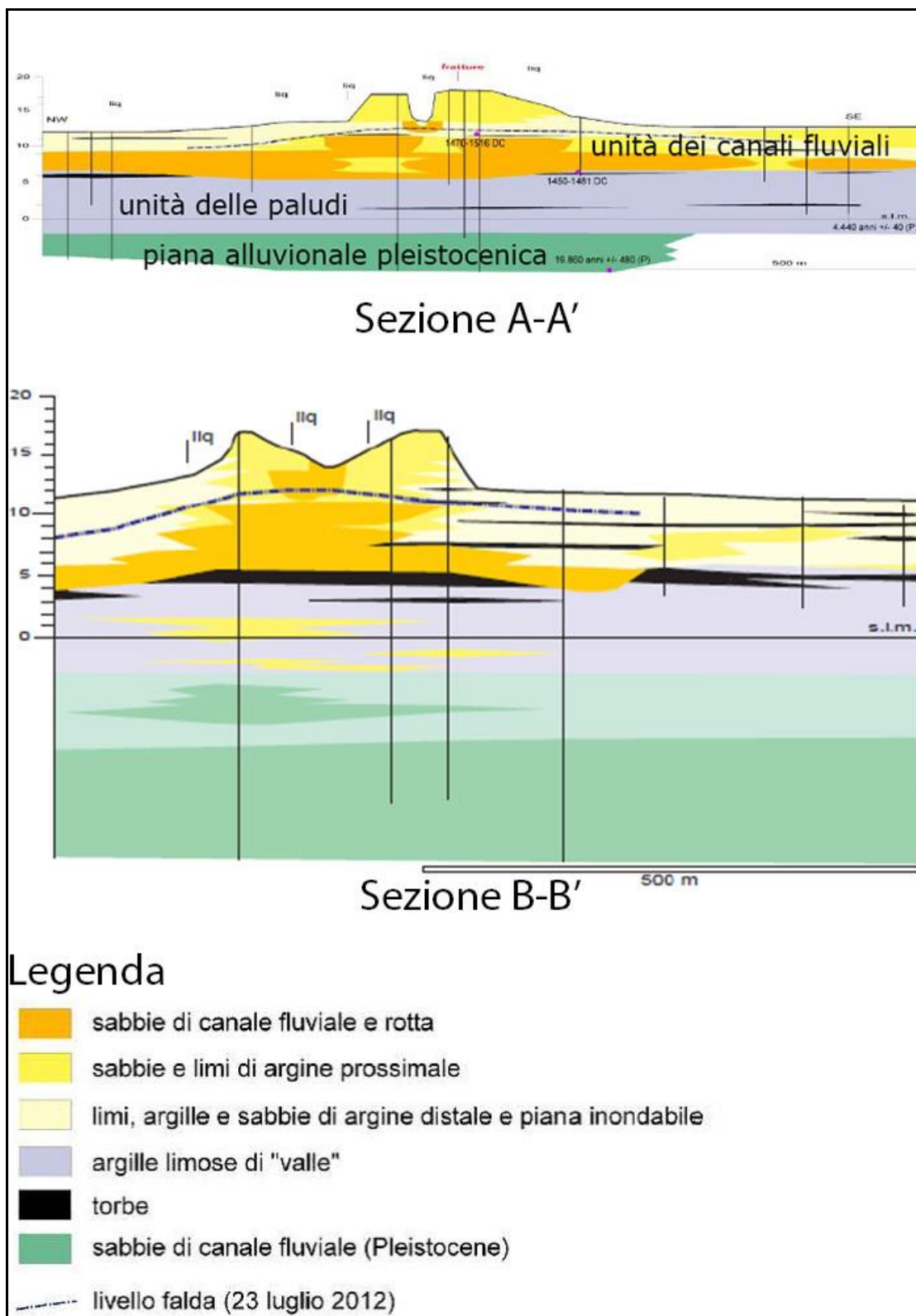


Figura 101: Sezione A-A' (San Carlo) e sezione B-B' (Mirabello) con legenda (Martelli, 2012)

Dalle sezioni e dal modello geologico derivano le seguenti considerazioni (Romeo et al., 2013):

- in questa zona sono presenti entro i primi 20 metri dal piano campagna due livelli limosi-sabbiosi: il primo è un deposito superficiale con uno spessore che varia tra 5 e 10 metri e corrisponde ai depositi alluvionali recenti del fiume Reno e dei suoi tributari; il secondo è più profondo, è situato ad una quota tra 4-5 e 10-11 metri s.l.m.) con uno spessore che varia tra 1 e 7 metri, corrispondente ai depositi alluvionali più antichi;
- il primo livello è un orizzonte continuo potenzialmente liquefacibile, poiché è situato al di sotto della superficie piezometrica ed è di età recente. La variazione dello spessore è significativa, dovuta alle irregolarità topografiche in relazione alla modificazione geomorfologica del paleo-alveo;
- il secondo livello è un orizzonte più discontinuo, separato da quello precedente da livelli non suscettibili alla liquefazione, di spessore variabile. Al di sotto di quest'ultimo vi è un livello spesso circa 10 metri, corrispondente ai depositi Pleistocenici non suscettibile alla liquefazione.

Analisi livelli liquefacibili San Carlo

In figura 102 viene riportata la carta di microzonazione sismica di San Carlo con la localizzazione delle prove prese in considerazione per questa analisi e le tre tabelle (paleo-alveo, paleo-argine e piana) con indicati i livelli liquefacibili identificati da ogni indagine CPT originale ed elaborata.

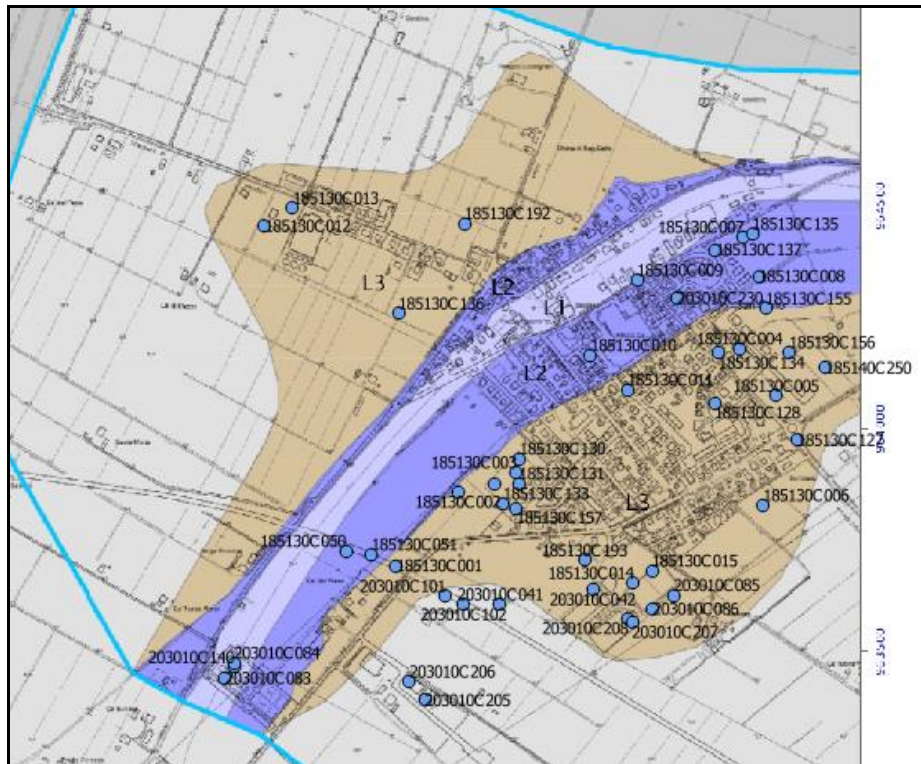


Figura 102: Carta della microzonazione sismica di San Carlo con localizzazione delle indagini CPT utilizzate.

Sedia	Unità geomorfologica	Liquefazione	Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014	
			Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata
18S130CI09	L1	SI	-	-	1.2-1.8	1.2-1.8	-	-	-	-
			-	-	2.2-2.6	2.2-2.6	-	-	-	-
			-	-	3.2-4.8	3-4.8	-	-	-	-
			9.4-9.8	9.2-9.8	9.4-9.8	9.2-9.8	9.4-9.8	9.2-9.8	9.4-9.8	9.2-9.8
203010CI083	L1	SI	-	-	0.8-1.4	0.8-1.4	0.8-1.4	0.8-1.4	0.8-1.4	0.8-1.4
					2.0-6.0	2.0-6.0	2.0-6.0	2.0-6.0	2.0-6.0	2.0-6.0
					7.2-8.4	7.2-8.4	7.2-8.4	7.2-8.4	7.2-8.4	7.6-8
203010CI084	L1	SI	-	-	2.6-3	2.4-3	2.6-3	2.6-3	2.6-3	2.4-3
					3.6-4	3.6-4	3.6-4	3.6-4	3.6-4	3.6-4
					4.4-5.6	4.4-5.6	5-5.6	5-5.6	5-5.6	5-5.6
					6-7.2	6-7.2	6.6-7.2	6.6-7.2	6.6-7.2	6.6-7.2
					8-8.6	8-8.6	8-8.6	8-8.6	8-8.6	8-8.6
203010CI101	L1	NO	-	5.4-6.2	-	5.4-6.2	-	-	-	5.4-6.2
203010CI102	L1	NO	5.6-6	5.2-6.4	5.6-6	5.2-6.4	5.6-6	5.2-6.4	5.6-6	5.2-6.4
203010CI140	L1	SI	-	2-8.4	2.2-8.4	2.2-8.4	2.6-4.8	2.2-8.4	2.6-4.8	2.2-8.4
203010C205	L1	NO	-	1.4-1.8		1.4-1.8				1.4-1.8
				2.2-2.6	2.2-2.8	2.2-2.8	2.2-2.8	2.2-2.8	2.2-2.8	2.2-2.8
					3.2-3.6	3.2-3.6	3.2-3.6	3.2-3.6	3.2-3.6	3.2-3.6
203010C206	L1	NO	-	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1
				2-2.6	2-2.6	2-2.6	2-2.6	2-2.6	2-2.6	2-2.6
				4.8-5.8		4.8-5.8		4.8-5.8		4.8-5.8

Tabella 14: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L1).

Sigla	Unità geomorfologica	Liquefazione	Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014	
			Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata
185130C007	L2	si	-	0.6 - 2	1.4 - 2	0.6 - 2	1.4 - 2	0.6 - 2	1.4 - 2	0.6 - 2
			2.4 - 3.4	2.4 - 4.4	2.4 - 4.4	2.4 - 4.6	2.4 - 4.4	2.4 - 4.6	2.4 - 4.4	2.4 - 4.6
			5.2 - 5.6	5.2 - 6.4	5.2 - 5.6	5.2 - 6.4	5.2 - 5.6	5.2 - 6.4	5.2 - 5.6	5.2 - 6.4
				7.2 - 7.6		7.2 - 7.6		7.2 - 7.6		7.2 - 7.6
185130C008	L2	no	-	-	-	-	-	-	-	-
185130C010	L2	si	-	1 - 1.4	0.8 - 1.2	0.8 - 1.4	0.8 - 1.2	0.8 - 1.4	0.8 - 1.2	0.8 - 1.4
			-	3.4 - 3.8	-	3.4 - 3.8	-	3.4 - 3.8	-	3.4 - 3.8
			8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8	8.8 - 9.8
185130C050	L2	si	-	6.4 - 10	5.6 - 6.6	5.6 - 10	6 - 6.6	6.0 - 10.0	6 - 6.6	6.0 - 10.0
			7.0 - 10.0		7.0 - 10.0		7.0 - 10.0		7.0 - 10.0	
185130C051	L2	si	7.8 - 9.6	7.8 - 11	7.8 - 9.6	7.8 - 11	7.8 - 8.6	7.8 - 11	7.8 - 8.6	7.8 - 11
							9 - 9.6		9 - 9.6	
			10.0 - 11.0		10.0 - 11.0		10.0 - 11.0		10.0 - 11.0	
185130C135	L2	si	-		2 - 2.6	2 - 2.6	-		-	
				9.2 - 9.8	9.4 - 10	9 - 10.0	9.4 - 9.8	9.4 - 9.8	9.4 - 9.8	9 - 9.8
					10.4 - 10.8	10.4 - 10.8	10.4 - 10.8	10.4 - 10.8	10.4 - 10.8	10.4 - 10.8
						11.6 - 12		11.6 - 12		11.6 - 12
185130C137	L2	si		3.8 - 4.2		3.8 - 4.2				
			9.8 - 12.4	9.6 - 12.4	9.8 - 12.4	9.6 - 12.4	9.8 - 12.4	9.6 - 12.4	9.8 - 12.4	9.6 - 12.4
203010C230	L2	no		6.2 - 6.6		6.2 - 6.6		6.2 - 6.6		6.2 - 6.6
			10 - 10.6	10 - 10.8	10 - 10.6	10 - 10.8	10 - 10.6	10 - 10.8	10 - 10.6	10 - 10.8

Tabella 15: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L2).

Sigla	Unità geomorfologica	Liquefazione	Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014	
			Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata
158140C250	L3	si	-	1-14	-	1-14	-	1-14	-	1-14
			-	18-22	-	18-22	-	18-22	-	18-22
			3.6-6.2	3.4-6.2	3.6-6.2	3.4-6.2	3.6-6.2	3.4-6.2	3.6-6.2	3.4-6.2
185130C001	L3	si	0.6-1.8	0.6-2.6	0.6-2.8	0.6-2.8	0.6-2.8	0.6-2.8	0.6-2.8	0.6-2.8
			5.6-6.2		3.6-4.8	3.6-4.8	3.6-4.8	3.6-4.8	3.6-4.8	3.6-4.8
			6.6-7.8	5.4-7.8	5.4-8	5.4-8	5.4-7.8	5.4-8	5.4-7.8	5.4-8
185130C002	L3	no	0.8-1.2	0.6-2	0.6-1.6	0.6-2	0.6-1.6	0.6-2	0.6-1.6	0.6-2
			3-4.6	2.4-8	3-4.6	2.4-8	3-4.6	2.4-8	3-4.6	2.4-8
			5.4-5.8		5.4-5.8		5.4-5.8		5.4-5.8	
			6.4-8		6.4-8		6.4-8		6.4-8	
185130C003	L3	si	3-3.4	2.4-3.6	3-3.4	2.4-3.6	3-3.4	2.4-3.6	3-3.4	2.4-3.6
			-	4.2-5	5-6.4	4.2-6.6	5-6.4	4.2-6.6	5-6.4	4.2-6.6
			5.8-6.4	5.6-6.6						
185130C004	L3	si	-	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1
			2-2.4	2.0-8	2-2.4	2.0-8	2-2.4	2.0-8	2-2.4	2.0-8
			3-3.4		3-3.4		3-3.4		3-3.4	
			5.8-6.6		5.8-6.6		5.8-6.6		5.8-6.6	
185130C005	L3	si	-	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1
			2.4-3	2.2-3.2	2.2-3	2.2-3.2	2.2-3	2.2-3.2	2.2-3	2.2-3.2
			4.4-5.6	4.4-7.2	4.0-7.0	3.8-7.2	4.0-7.0	3.8-7.2	4.0-7.0	3.8-7.2
			6.0-7.0							
185130C006	L3	no	1.2-1.6	1.2-2.4	1.2-1.6	1.2-2.4	1.2-1.6	1.2-2.4	1.2-1.6	1.2-2.4
			4.2-5	4-5.4	4.2-5.4	4-5.4	4.2-5.4	4-5.4	4.2-5.4	4-5.4
185130C012	L3	no	3.8-4.2	3.6-4.4	3.8-4.2	3.6-4.4	3.8-4.2	3.6-4.4	3.8-4.2	3.6-4.4
185130C013	L3	no	-	2.4-3.4	-	2.4-3.4	-	2.4-3.4	-	2.4-3.4
				4.2-4.8		4.2-4.8		4.2-4.8		4.2-4.8
185130C014	L3	no	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4
			-	4.6-5.4	-	4.6-5.4	-	4.6-5.4	-	4.6-5.4
185130C015	L3	no	-	0.6-2.8	-	0.6-2.8	-	0.6-2.8	-	0.6-2.8
			-	4-4.4	-	4-4.4	-	4-4.4	-	4-4.4
			-	5-5.6	-	5-5.6	-	5-5.6	-	5-5.6
185130C127	L3	no	-	-	-	-	-	-	-	-
185130C128	L3	si		1.4-2.4		1.4-2.4		1.4-2.4		1.4-2.4
				3-3.4		3-3.4		3-3.4		3-3.4
			5.2-6.2	5-6.4	5-6.2	5-6.6	5-6.2	5-6.6	5-6.2	5-6.6
185130C130	L3	si	-	-	0.8-1.2	0.8-1.2	0.8-1.2	0.8-1.2	0.8-1.2	
					3.6-6	3.6-6	3.6-6	3.6-6	3.6-6	3.6-6
185130C131	L3	si	-	-	1.2-1.6	1.2-1.6	-	-	-	-
185130C132	L3	si	-	-	-	-	-	-	-	-
185130C133	L3	si	-	4.4-5	4.4-5.8	4.4-5.8	4.4-5.8	4.4-5.8	4.4-5.8	4.4-5.8
185130C134	L3	si	-	2.8-3.4	0.4-0.8	0.4-0.8	-		-	
						1.8-2.4		2-2.4		2-2.4
						2.8-3.4		2.8-3.4		2.8-3.4
185130C136	L3	no	-	-	-	-	-	-	-	-
185130C155	L3	no	-	2.2-3.4	-	2.2-3.4	-	2.2-3.4	-	2.2-3.4
185130C156	L3	si		1.6-2.6		1.6-2.6		1.6-2.6		1.6-2.6
			3.2-5.8	3.2-6	3.2-5.8	3.2-6	3.2-5.8	3.2-6	3.2-5.8	3.2-6
185130C157	L3	si	4.4-5.8	4.2-6.2	4.4-5.8	4.2-6.2	4.4-5.8	4.2-6.2	4.4-5.8	4.2-6.2
185130C192	L3	no	-	0.4-2.4	-	0.4-2.4	-	0.4-2.4	-	0.4-2.4
				3.4-4.6		3.4-4.6		3.4-4.6		3.4-4.6
185130C193	L3	no		1-2.2		1-2.2		1-2.2		1-2.2
			4.6-5	4.4-5.8	4.6-5	4.4-5.8	4.6-5	4.4-5.8	4.6-5	4.4-5.8
203010C041		no	1.6-2.4	1.2-2.8	1.6-2.4	1.2-2.8	1.6-2.4	1.2-2.8	1.6-2.4	1.2-2.8
			-	4.4-5	-	4.4-5	-	4.4-5	-	4.4-5
			5.6-6.2	5.4-6.4	5.6-6.2	5.4-6.4	5.6-6.2	5.4-6.4	5.6-6.2	5.4-6.4
203010C042	L3	no	-	1.4-2.4	-	1.4-2.4	-	1.4-2.4	-	1.4-2.4
				5.2-5.6		5.2-5.6		5.2-5.6		5.2-5.6
203010C085	L3	no	1.0-2.0	0.4-2.2	1.0-2.0	0.4-2.2	1.0-2.0	0.4-2.2	1.0-2.0	0.4-2.2
				2.6-3		2.6-3		2.6-3		2.6-3
				3.6-4.6		3.6-4.6		3.6-4.6		3.6-4.6
				5.2-5.6		5.2-5.6		5.2-5.6		5.2-5.6
203010C086	L3	no		0.8-3		0.8-3		0.8-3		0.8-3
			4.8-5.2	3.8-5.4	4.8-5.2	3.8-5.4	4.8-5.2	3.8-5.4	4.8-5.2	3.8-5.4
203010C207	L3	no	-	2-2.8	-	2-2.8	-	2-2.8	-	2-2.8
				4.6-5.4		4.6-5.4		4.6-5.4		4.6-5.4
203010C208	L3	no	-	1.2-1.6	-	1.2-1.6	-	1.2-1.6	-	1.2-1.6
				2.0-3.0		2-3.0		2-3.0		2-3.0
				4-4.4		4-4.4		4-4.4		4-4.4

Tabella 16: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L3).

Partendo dal presupposto che in tutte e tre le unità geomorfologiche (paleo-alveo, paleo-argini e piana) siano presenti, seppur con spessore variabile, livelli liquefacibili (come riscontrato dalle sezioni geologiche di figura 101), si può affermare che l'identificazione di questi livelli sia migliore partendo da un'indagine CPT elaborata rispetto ad un'indagine CPT. Infatti, come si può osservare nei seguenti grafici, utilizzando le indagini elaborate otteniamo percentuali maggiori nell'identificazione dei livelli liquefacibili, ad eccezione della zona dei paleo-argini, dove l'identificazione sembra essere la stessa sia nel caso di indagini elaborate che originali.

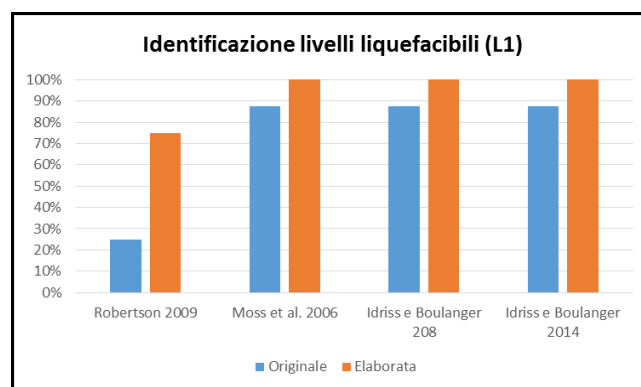


Figura 103: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L1).

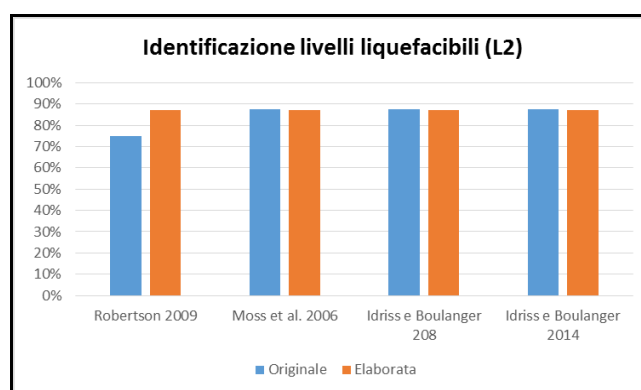


Figura 104: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L2).

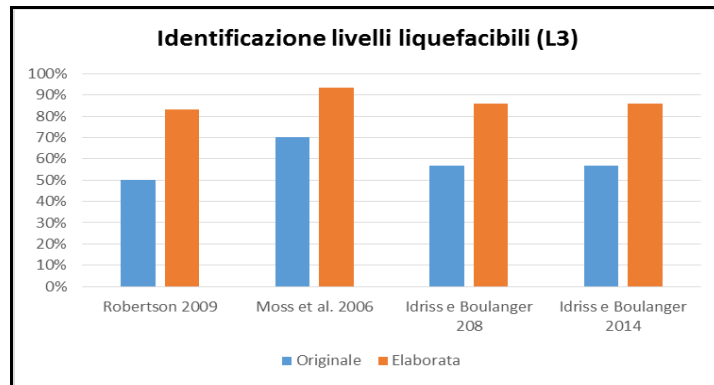
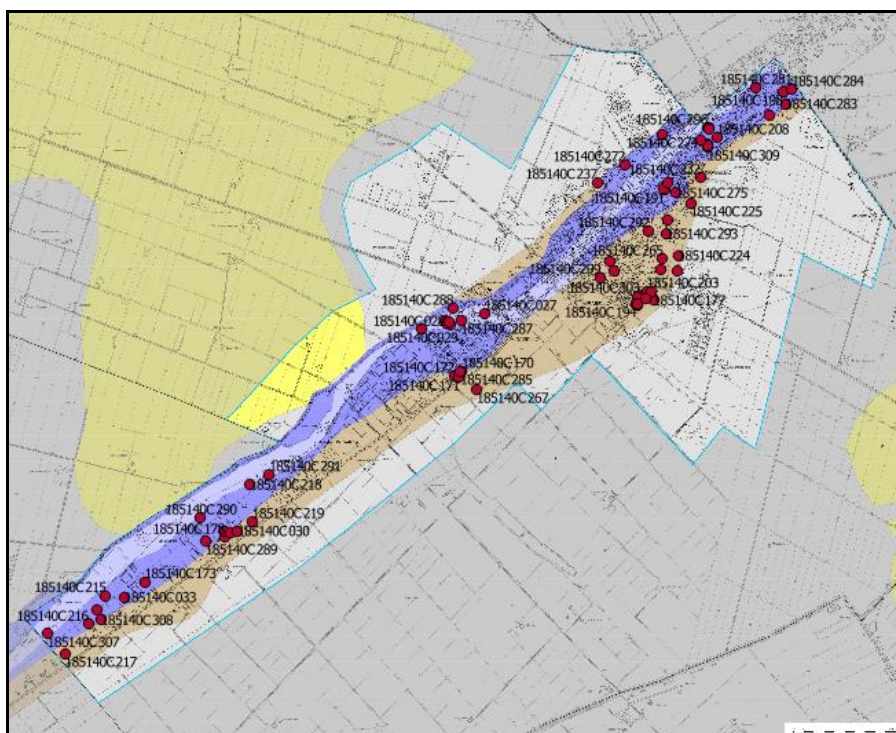


Figura 105: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L3).

Oltre a quanto detto sopra, dal confronto tra i risultati delle quattro metodologie (**Robertson, 2009**; **Moss et al., 2006**; **Idriss e Boulanger 2008**; **Idriss e Boulanger 2014**) emerge che la metodologia migliore nell'identificazione dei livelli liquefacibili sia quella di **Moss et al. (2006)** mentre quella peggiore sia quella di **Robertson (2009)**.

In figura 106 viene riportata la carta di microzonazione sismica di Mirabello con la localizzazione delle prove prese in considerazione per questa analisi e le tre tabelle (paleo-alveo, paleo-argine e piana) con indicati i livelli liquefacibili identificati da ogni indagine CPT originale ed elaborata.



152

Sedia	Unità geomorfologica	Liquefazione	Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014	
			Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata
18S140C127	L1	no		0.8-1.2	1-2.2	0.8-2.4	1-2.2	0.8-2.4	1-2.2	0.8-2.4
				3.2-4	3-3.6	3.0-4.0	3-3.6	3.0-4.0	3-3.6	3.0-4.0
				5.2-5.8	5.2-5.8	4.8-7.4	5.2-5.8	4.8-7.4	5.2-5.8	4.8-7.4
				6.6-7	6.4-7.4		6.4-7.4		6.4-7.4	
18S140C128	L1	si	-	-	0.4-1	0.4-1	0.4-1	0.4-1	0.4-1	0.4-1
						4.8-5.2		4.8-5.2		4.8-5.2
18S140C129	L1	no	-	1.4-1.8	-	1.4-1.8	-	1.4-1.8	-	1.4-1.8
				3.8-4.2		3.8-4.2		3.8-4.2		3.8-4.2
18S140C181	L1	si			0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1	0.6-1
					5.4-5.8	5.4-5.8				
					6.6-7	6.4-7				
				7.8-8.2	7.6-8.6	7.6-8.6	8-8.6	8-8.6	8-8.6	8-8.6
				9-9.4		9-9.4		9-9.4		9-9.4
18S140C182	L1	si			2-2.6	2-2.6				
					4.2-4.6	4.2-4.6	4.2-4.6	4.2-4.6	4.2-4.6	4.2-4.6
				6-7.2	6-7.2	6-7.8	6-7.2	6-7.8	6-7.2	6-7.8
				9.2-10		9.2-10		9.2-10		9.2-10
18S140C286	L1	si			1.2-1.6	0.8-1.6	1.2-1.6	0.8-1.6	1.2-1.6	0.8-1.6
						3.2-3.6		3.2-3.6		3.2-3.6
						4.2-4.6		4.2-4.6		4.2-4.6
					5-6.2	5-6.2	5-6.2	5-6.2	5-6.2	5-6.2
				7.4-8	7.4-8	7.4-8	7.4-8	7.4-8	7.4-8	7.4-8
				8.4-9.8	8.4-9.4	8.8-9.4	8.8-9.4	8.8-9.4	8.8-9.4	8.8-9.4
18S140C287	L1	si	-	-	5.8-6.2	5.8-6.2	5.8-6.2	5.8-6.2	5.8-6.2	5.8-6.2
18S140C291	L1	no	2.4-2.8	2-3.2	2.4-7	2-7.2	2.4-7	2-7.2	2.4-7	2-7.2
18S140C307	L1	no		0.6-1.8		0.6-1.8		0.6-1.8		0.6-1.8
			5.2-5.8	3.4-7	5.2-5.8	3.4-7	5.2-5.8	3.4-7	5.2-5.8	3.4-7

Tabella 17: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L1).

			Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014		
Sigla	Unità geomorfologica	Liquefazione	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	
185140C033	L2	si		2.8 - 3.2 4 - 4.8	2.8 - 3.6	2.8 - 4.8	2.8 - 3.6	2.8 - 4.8	2.8 - 3.6	2.8 - 4.8	
			6.0 - 8.0	6 - 8.0	5.8 - 8	5.8 - 8	5.8 - 8	5.8 - 8	5.8 - 8	5.8 - 8	
185140C034	L2	si	-	1.8 - 2.2 6.6 - 7.2		1.8 - 2.2 6.6 - 7.2		1.8 - 2.2 6.6 - 7.2		1.8 - 2.2 6.6 - 7.2	
185140C170	L2	no		8.4 - 9.6	8.4 - 9.8	8.4 - 9.8	8.4 - 9.8	8.4 - 9.8	8.4 - 9.8	8.4 - 9.8	
185140C173	L2	no	-	-	6 - 6.6 7.6 - 9.4	5.8 - 6.6 7.6 - 9.4	6 - 6.6 7.6 - 9.4	5.8 - 6.6 7.6 - 9.4	6 - 6.6 7.6 - 9.4	5.8 - 6.6 7.6 - 9.4	
185140C180	L2	si	4 - 6.6	3.6 - 6.6	4 - 7.4	3.6 - 7.4	4 - 7.4	3.6 - 7.4	4 - 7.4	3.6 - 7.4	
185140C191	L2	si		-	0.4 - 1.4 8.2 - 10	0.4 - 1.4		8.2 - 10		8.2 - 10	
185140C192	L2	si	-		0.8 - 1.2 7 - 8.0 8.6 - 9.8	0.8 - 1.2 2.8 - 3.2 7 - 8.0 8.6 - 10		2.8 - 3.2 7 - 8.0 8.6 - 9.8		2.8 - 3.2 7 - 8.0 8.6 - 9.8	
185140C198	L2	si	-	-	-	-	-	-	-	-	
185140C208	L2	no	-	-	-	-	-	-	-	-	
185140C209	L2	no	6.8 - 7.2	-	6.8 - 7.2	-	6.8 - 7.2	-	6.8 - 7.2	-	
185140C210	L2	si	-	-	9.4 - 10.2	9.4 - 10.2	-	-	-	-	
185140C211	L2	no			1.4 - 1.8 2.6 - 3.6 7.6 - 8.2 8.8 - 10	2.6 - 3.6 7.4 - 8.4 7.6 - 8.4 8.8 - 10.2	2.6 - 3 2.6 - 3 7.6 - 8.2 8.8 - 9.4	2.6 - 3 2.6 - 3 7.4 - 8.4 8.8 - 9.4	2.6 - 3 2.6 - 3 7.6 - 8.2 9 - 9.4	2.6 - 3 2.6 - 3 7.4 - 8.4 8.8 - 9.4	
185140C215	L2	si		0.6 - 1.8 5.2 - 5.6 3.4 - 7		0.6 - 1.8 3.4 - 7		0.6 - 1.8 3.4 - 7		0.6 - 1.8 3.4 - 7	
185140C216	L2	no	-	-	1 - 1.4	1 - 1.4	1 - 1.4	1 - 1.4	1 - 1.4	1 - 1.4	
185140C218	L2	no		0.6 - 1.6 2.2 - 3.8 6 - 6.8		0.6 - 1.6 2.2 - 3.8 5.8 - 7		0.6 - 1.6 2.2 - 3.8 5.8 - 7		0.6 - 1.6 2.2 - 3.8 5.8 - 7	
185140C238	L2	si			2 - 2.4 4.4 - 4.8 7.2 - 8.2	2 - 2.4 4.4 - 4.8 6.2 - 8.4		2 - 2.4 4.4 - 4.8 6.2 - 8.4		2 - 2.4 4.4 - 4.8 6.2 - 8.4	
					9.2 - 10.2	9 - 10.2	9.2 - 9.6	9 - 10.2	9.2 - 9.6	9 - 10.2	
185140C272	L2	no	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	9.2 - 9.6	
185140C274	L2	si	-	3.2 - 3.6 4.6 - 5 5.4 - 5.8	-	3 - 3.6 4.6 - 5 5.4 - 5.8	-	3 - 3.6 4.6 - 5 5.4 - 5.8	-	3 - 3.6 4.6 - 5 5.4 - 5.8	
185140C275	L2	si	4.4 - 9 9.4 - 10.2	4.2 - 10.2	4.4 - 9 9.4 - 10.6	4.2 - 10.6	4.4 - 9 9.4 - 10.6	4.2 - 10.6	4.4 - 9 9.4 - 10.6	4.2 - 10.6	
185140C281	L2	si			0.4 - 1.2 3.2 - 3.6 5.2 - 6.4 7.8 - 8.8	1.6 - 2 3.2 - 3.6 5.2 - 6.4 7.2 - 10.4		1.6 - 2 3.2 - 3.6 5.2 - 6.4 7.2 - 10		1.6 - 2 3.2 - 3.6 5.2 - 6.4 7.2 - 10	
185140C282	L2	no		6.2 - 7 8.4 - 9.2	6.2 - 6.6 8.4 - 9.2	6.2 - 7 8 - 9.8	6.2 - 6.6 8.4 - 9.2	6.2 - 7 8 - 9.4	6.2 - 6.6 8.4 - 9.2	6.2 - 7 8 - 9.4	
185140C283	L2	no		- 8 - 8.4	0.4 - 0.8 8 - 8.4	- 7.8 - 8.4	0.4 - 0.8 8 - 8.4	- 7.8 - 8.4	0.4 - 0.8 8 - 8.4	- 7.8 - 8.4	
185140C284	L2	si	-	2.2 - 2.6 6.2 - 6.8 7.4 - 8	-	2.2 - 2.6 6.2 - 6.8 7.4 - 8	-	2.2 - 2.6 6.2 - 6.8 7.4 - 8	-	2.2 - 2.6 6.2 - 6.8 7.4 - 8	
185140C285	L2	no			0.6 - 2 8.6 - 9 9.6 - 10	0.6 - 2 8.6 - 9 9.4 - 10	1.4 - 2 8.6 - 9 9.4 - 10	1.2 - 2 8.6 - 9 9.4 - 10	1.4 - 2 8.6 - 9 9.4 - 10	1.2 - 2 8.6 - 9 9.4 - 10	
185140C288	L2	no	-	0.8 - 1.6	0.8 - 1.6	0.6 - 1.6 2 - 2.6	0.8 - 1.6	0.6 - 1.6 2 - 2.6	0.8 - 1.6	0.6 - 1.6 2 - 2.6	
185140C289	L2	si		1.4 - 2.2 3 - 4.2 5.2 - 5.6 7 - 8.0		1.4 - 2.2 3 - 7.8 3 - 8.0		1.4 - 2.2 3 - 8.0		1.4 - 2.2 3 - 8.0	
185140C290	L2	si	2 - 2.8 5.2 - 6.4	1.8 - 3.4 5 - 6.8	2 - 3.0 5 - 7.4	1.8 - 3.4 5 - 7.4	2 - 3.0 5 - 6.6	1.8 - 3.4 5 - 7.0	2 - 3.0 5 - 6.6	1.8 - 3.4 5 - 7.0	
185140C295	L2	no	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	7.4 - 9.2	
185140C296	L2	no			0.6 - 1 1.8 - 2.2 7.2 - 8.8	0.6 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.6 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.6 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.6 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.6 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	
185140C308	L2	no		1.8 - 2.4 4.0 - 5		1.6 - 2.4 4 - 5.0		1.6 - 2.4 4 - 5.0		1.6 - 2.4 4 - 5.0	
185140C309	L2	no			0.4 - 0.8 7.4 - 9.2		0.4 - 0.8 7.4 - 9.2		0.4 - 0.8 7.4 - 9.2		0.4 - 0.8 7.4 - 9.2
185140C310	L2	no			0.4 - 1 1.8 - 2.2 7.2 - 8.8	0.4 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.4 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.4 - 1 1.8 - 2.2 7.8 - 8	0.4 - 1 1.8 - 2.2 7 - 8.8	0.4 - 1 1.8 - 2.2 7.8 - 8	

Tabella 18: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L2).

Sigla	Unità geomorfologica	Liquefazione	Metodologia Robertson		Metodologia Moss		Metodologia Idriss & Boulanger 2008		Metodologia Idriss & Boulanger 2014	
			Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata	Originale	Elaborata
185140C030	L3	si	-	-	-	-	-	-	-	-
185140C171	L3	no	7-7.8	3.2-3.8	2-2.8	2-3.8	2.4-2.8	2.4-3.8	2.4-2.8	2.4-3.8
185140C172	L3	no	8.2-9	4.8-6.2	7-7.8	6.8-8	7-7.8	6.8-8	7-7.8	6.8-8
185140C177	L3	no	8.2-9	8.2-9	8.2-9	8.2-9	8.2-9	8.2-9	8.2-9	8.2-9
185140C178	L3	si	7.2-7.6	3-3.4	5.6-7.6	3-3.4	5.6-7.6	3-3.4	5.6-7.6	3-3.4
185140C179	L3	si	2.8-3.2	2.6-3.4	2.8-3.2	2.6-3.4	2.8-3.2	2.6-3.4	2.8-3.2	2.6-3.4
185140C193	L3	no	-	4-5.4	-	4-5.4	-	4-5.4	-	4-5.4
185140C194	L3	no	2.2-3.2	6.4-7.2	2.2-3.6	6.2-7.4	2.2-3.6	6.2-7.4	2.2-3.6	6.2-7.4
185140C195	L3	no	3.4-4.2	3.2-4.8	3.2-4.2	3.2-4.8	3.2-4.2	3.2-4.8	3.2-4.2	3.2-4.8
185140C203	L3	no	-	0.6-1.2	-	0.6-1.6	-	0.6-1.6	-	0.6-1.6
185140C204	L3	no	-	4.4-4.8	-	4.4-4.8	-	4.4-4.8	-	4.4-4.8
185140C217	L3	si	4-5.0	1-2.2	4-5.0	0.6-2.2	4-5.0	0.6-2.2	4-5.0	0.6-2.2
185140C219	L3	si	5.4-5.8	3.2-3.8	5.4-5.8	3.2-4.2	5.4-5.8	3.2-4.2	5.4-5.8	3.2-4.2
185140C223	L3	no	-	1.8-2.4	-	1.6-2.4	-	1.6-2.4	-	1.6-2.4
185140C224	L3	no	2.8-3.4	4-5.0	2.8-3.4	4-5.0	2.8-3.4	4-5.0	2.8-3.4	4-5.0
185140C225	L3	si	-	10.2-10.6	-	10.2-10.6	-	10.2-10.6	-	10.2-10.6
185140C228	L3	no	-	1.6-3.6	-	1.6-3.6	-	1.6-3.6	-	1.6-3.6
185140C232	L3	si	-	5.4-6	-	5.4-6	-	5.4-6	-	5.4-6
185140C237	L3	si	-	8.8-9.4	-	8.8-9.4	-	8.8-9.4	-	8.8-9.4
185140C265	L3	no	-	2.6-3.4	-	2.6-3.4	-	2.6-3.4	-	2.6-3.4
185140C267	L3	no	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4	-	0.6-2.4
185140C292	L3	si	1-1.4	3-3.6	1-1.4	3-3.6	1-1.4	3-3.6	1-1.4	3-3.6
185140C293	L3	no	-	1-1.4	-	1-1.4	-	1-1.4	-	1-1.4
185140C294	L3	si	-	2-3.4	-	2-3.4	-	2-3.4	-	2-3.4
185140C299	L3	si	-	3.8-4.2	-	3.8-4.2	-	3.8-4.2	-	3.8-4.2
185140C300	L3	si	3.2-4.2	4.8-5.4	3.2-4.2	4.8-5.4	3.2-4.2	4.8-5.4	3.2-4.2	4.8-5.4
185140C301	L3	si	1.4-2.4	12-12.4	1.4-2.4	12-12.4	1.4-2.4	12-12.4	1.4-2.4	12-12.4
185140C302	L3	si	3.2-3.6	-	3.2-4.4	-	3.2-4.4	-	3.2-4.4	-
185140C303	L3	no	4-4.4	3.8-4.6	4-4.4	3.8-4.6	4-4.4	3.8-4.6	4-4.4	3.8-4.6
185140C304	L3	no	2.2-4.6	2.2-4.2	2.2-4.6	2.2-4.2	2.2-4.6	2.2-4.2	2.2-4.6	2.2-4.2
			2.2-4.2	1.2-4.4	2.2-4.2	1.2-4.4	2.2-4.2	1.2-4.4	2.2-4.2	1.2-4.4
				6.4-6.8		6.4-6.8		6.4-6.8		6.4-6.8

Tabella 19: Livelli liquefacibili identificati da ogni indagine localizzata nella zona del paleo-alveo (L3).

L'identificazione dei livelli liquefacibili a partire da indagini CPT originale e CPT elaborate presso la località di Mirabello da risultati molto simili a quella effettuate per le indagini in località San Carlo. Come si può osservare dai grafici seguenti, l'identificazione dei livelli liquefacibili è migliore nel caso si analizzi le indagini CPT elaborate ed inoltre, come nel caso di San Carlo, la metodologia migliore risulta essere quella di **Moss et al. (2006)**, mentre quella peggiore quella di **Robertson (2009)**

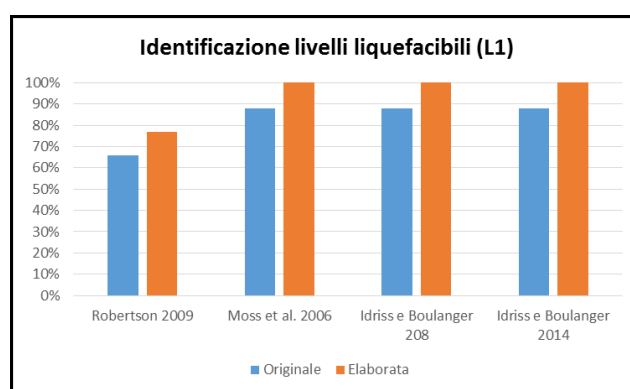


Figura 107: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L1).

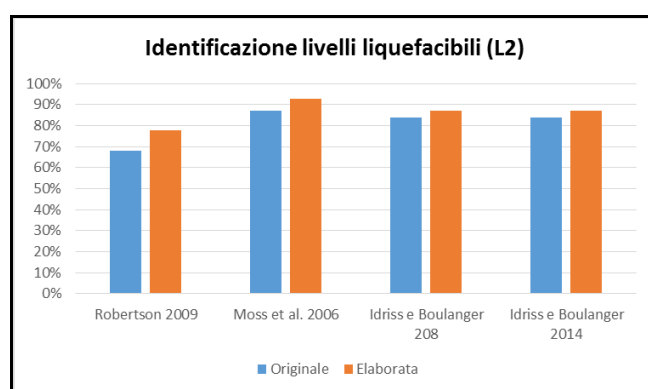


Figura 108: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L2).

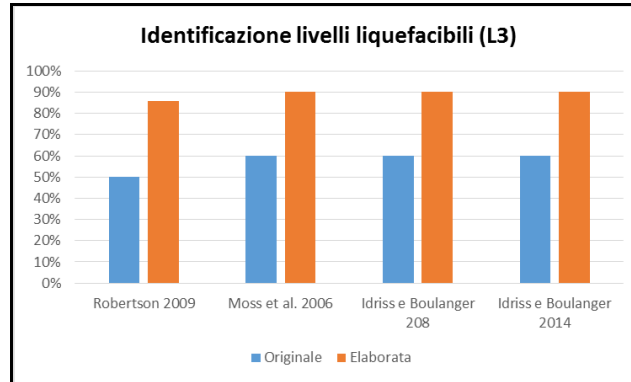


Figura 109: Grafico con le percentuali di identificazione dei livelli liquefacibili utilizzando metodologie diverse a partire da indagini originali ed elaborate (unità geomorfologica L3).

10.2. Valutazione dei parametri LPI ed LSN

La valutazione dei parametri LPI (*Liquefaction Potential Index*) e LSN (*Liquefaction Severity Number*), calcolati secondo le quattro “metodologie semplificate” (Robertson, 2009; Moss et al., 2006; Idriss e Boulanger, 2008; Idriss e Boulanger, 2014), è stata fatta sia a livello più generale (utilizzando carte a piccola scala) che più specifico (buffer entro 50 metri dai casi reali di liquefazione). Sono state considerate le indagini CPT (627) e CPTu (30) di tutte le località colpite dai fenomeni di liquefazione durante la sequenza sismica, ma bisogna sottolineare che in certe località la densità di indagini è elevata (San Carlo, Sant’Agostino, Mirabello) mentre in altre è bassa (Quistello, Vigarano, Concordia sul Secchia). Lo scopo a livello generale è stato quello di valutare per l’area di studio l’efficacia di carte di suscettibilità e di severità di liquefazione come strumenti di supporto, utilizzando le fasce di probabilità (tabella 20) e di severità (tabella 21) di liquefazione, proposte rispettivamente da Iwasaki et al. (1978) e Tonkin e Taylor (2013). È stato inoltre valutata più nel dettaglio l’efficacia delle fasce di probabilità e severità menzionate sopra suddividendo le indagini a seconda che si siano verificati o meno fenomeno di liquefazione nelle vicinanze (50 metri).

Indice del potenziale di liquefazione, LPI	Potenziale di liquefazione
LPI = 0	Nulla o molto basso
$0 < \text{LPI} \leq 5$	Basso
$5 < \text{LPI} \leq 15$	Alto
LPI > 15	Molto alto

Tabella 20: Probabilità di liquefazione in base al parametro LPI (Iwasaki et al., 1978).

$0 < \text{LSN} < 10$	Assenza di liquefazione/ minime espressioni di liquefazione
$10 < \text{LSN} < 20$	Minime espressioni di liquefazione
$20 < \text{LSN} < 30$	Moderate espressioni di liquefazione
$30 < \text{LSN} < 40$	Da moderate a severe espressioni di liquefazione
$40 < \text{LSN} < 50$	Maggiori espressioni di liquefazione
$\text{LSN} > 50$	Danni gravi

Tabella 21: Severità di liquefazione in base al parametro LSN (Tonkin e Taylor, 2013).

Carte di suscettibilità di liquefazione tramite il parametro LPI

Di seguito verranno esaminate le carte di suscettibilità di liquefazione, ottenute per le quattro “metodologie semplificate” (**Robertson, 2009; Moss et al., 2006; Idriss e Boulanger, 2008; Idriss e Boulanger, 2014**). Bisogna sottolineare che le indagini considerate non sono disposte omogeneamente in tutta l’area esaminate, poiché effettuate per scopi differenti. Per fare queste carte sono state utilizzate tutte le indagini disponibili (CPT e CPTu). Per la creazione delle carte è stato utilizzato il software QGIS 2.8.1 nel quale sono stati immessi gli shapefiles delle indagini (ottenuti dal sito della Regione Emilia-Romagna, ai quali sono stati aggiunti i parametri LPI ed LSN ottenuti in seguito all’elaborazione), dei casi di liquefazione (in parte digitalizzati dalle carte prodotte dalla Regione Emilia-Romagna ed in parte ottenuti dall’Emergeo Working Group) ed il DEM (*Digital Elevation Model*) dell’area esaminata con risoluzione di 50 metri. In totale sono state create 4 carte categorizzando lo shapefile delle indagini secondo le quattro metodologie. Come detto in precedenza le fasce utilizzate sono quelle proposte da **Iwasaki et al (1978)** di tabella 20.

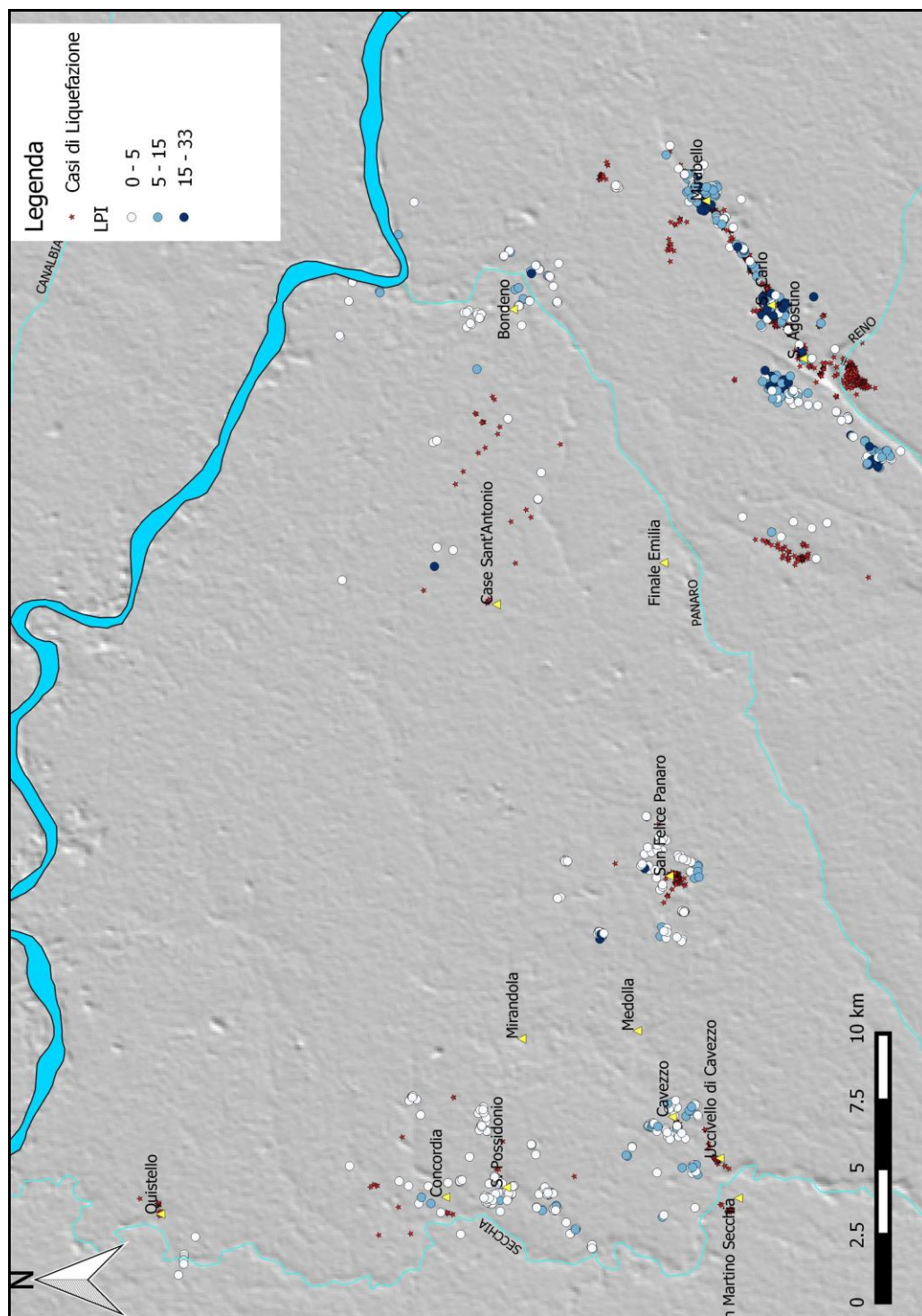


Figura 110: Carta di suscettibilità di liquefazione (Robertson 2009).

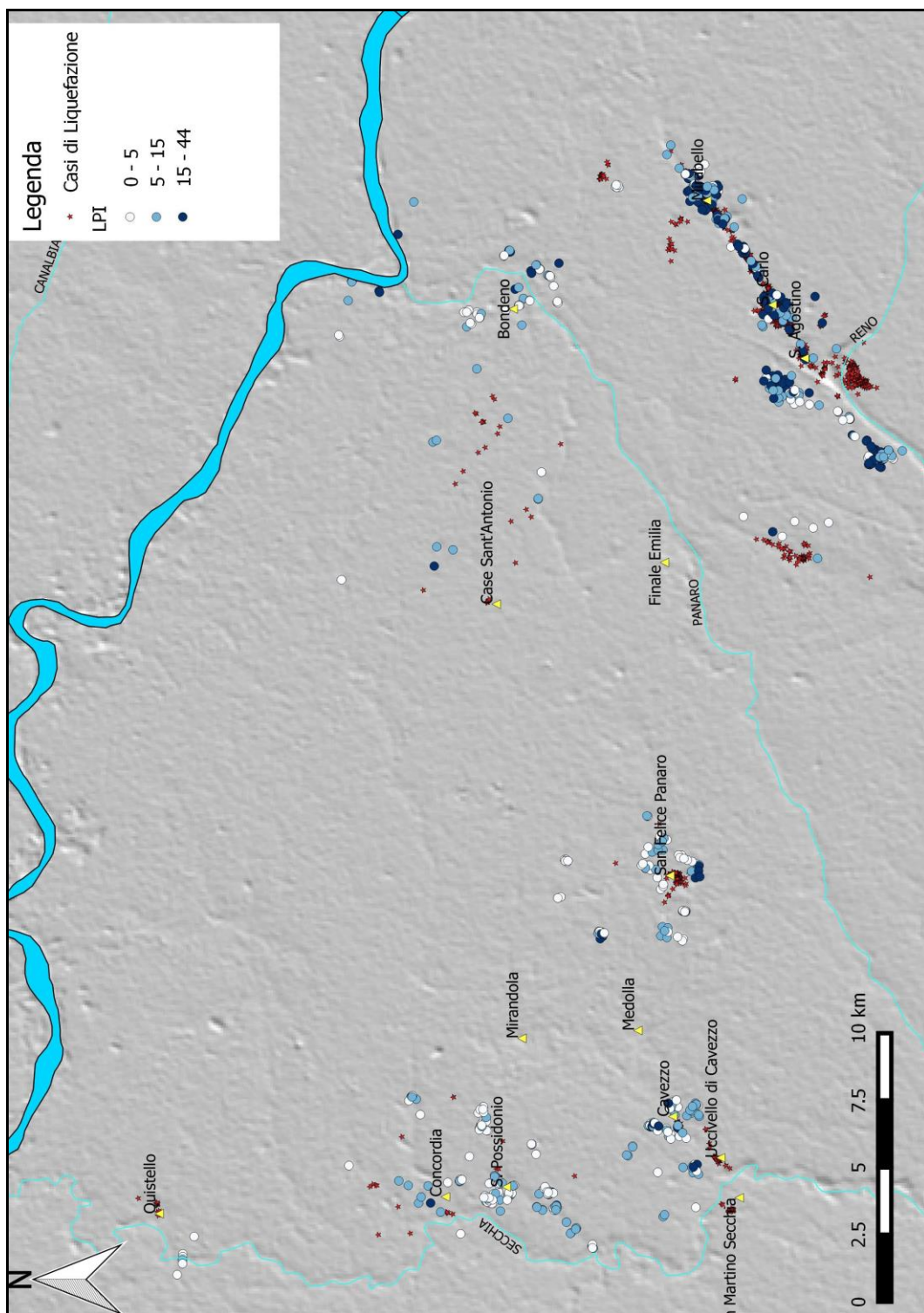


Figura 111: Carta di suscettibilità di liquefazione (Moss *et al.* 2006).

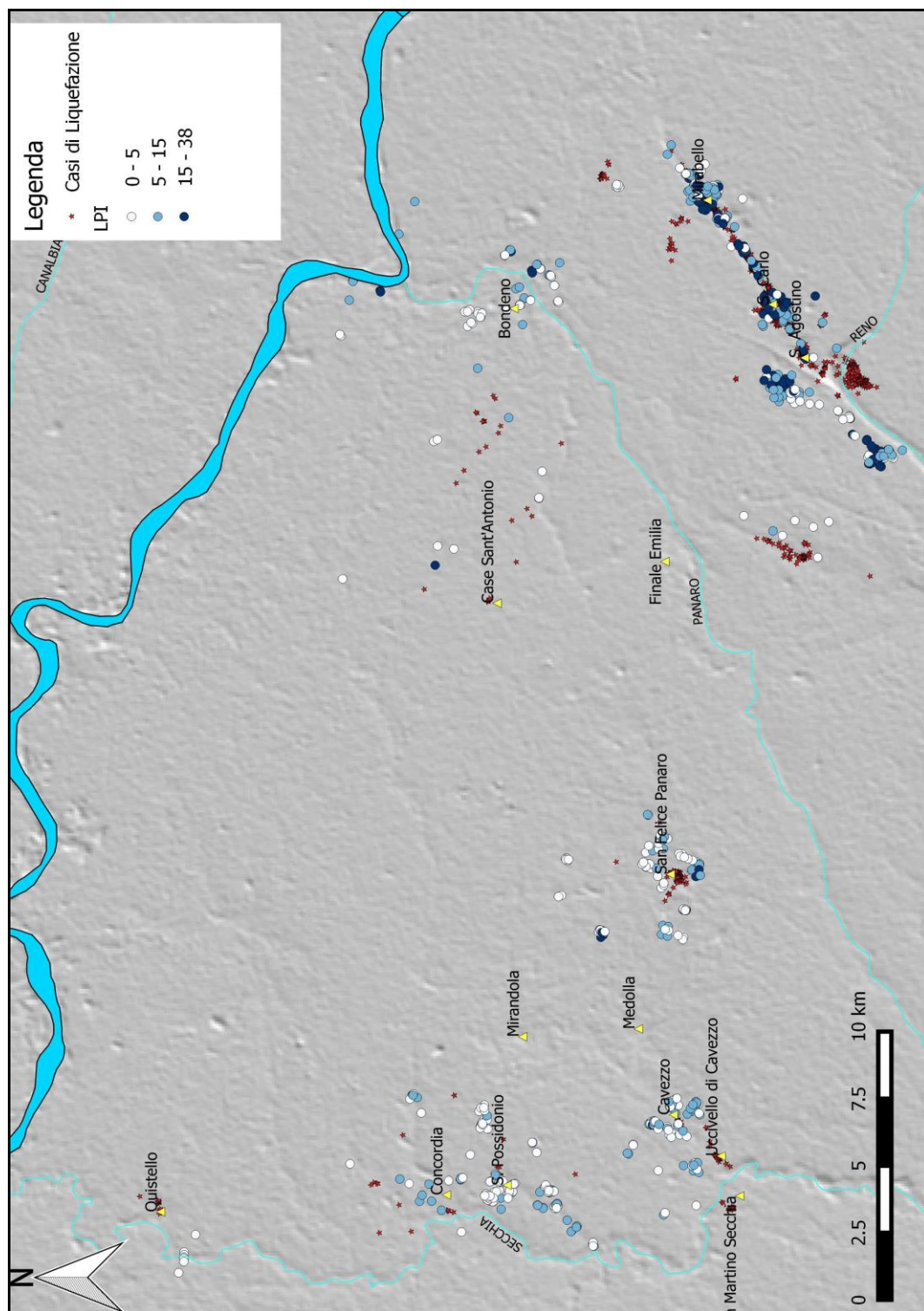


Figura 112: Carta di suscettibilità di liquefazione (*Idriss e Boulanger 2008*).

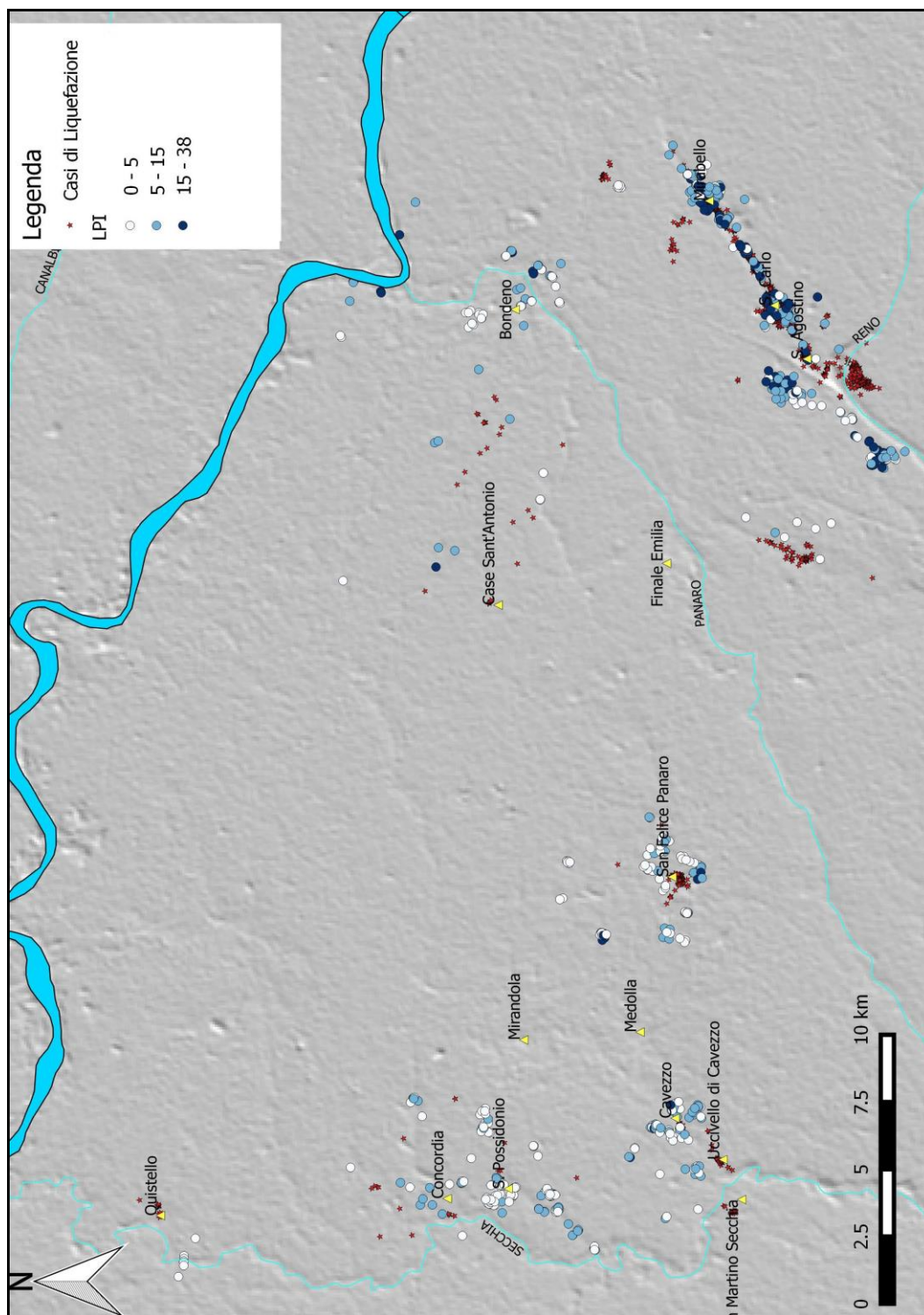


Figura 113: Carta di suscettibilità di liquefazione (Idriss e Boulanger 2014).

Nelle carte di suscettibilità di liquefazione (figure 110,111,112 e 113) le indagini vengono rappresentate con tre diversi colori (bianco, celeste e blu) a seconda della probabilità di liquefazione dei terreni indagati dalle stesse (bianco probabilità bassa, celeste probabilità alta e blu probabilità molto alta). Osservando queste carte si può affermare che esse non ci diano indicazioni rilevanti e che siano poco utili come strumento di previsione generale dell'intera area. Questo può essere dovuto, come anticipato in precedenza, alla disomogeneità ed alla bassa densità delle indagini in molte località. Infatti, per le località di Mirabello, Sant'Agostino e San Carlo (settore SE), queste carte danno una previsione abbastanza conforme con i fenomeni di liquefazione avvenuti realmente. Per osservare se ci fosse una metodologia migliore rispetto alle altre nel valutare la suscettibilità dei depositi a liquefazione è stato necessario quindi fare affidamento ad un'analisi grazie a grafici dove le indagini vengono suddivise nelle diverse fasce di probabilità. Questa analisi è stata fatta sia a livello generale, cioè prendendo in considerazione tutte le prove indistintamente, che a livello più specifico, cioè suddividendo quelle dove sono avvenuti fenomeni di liquefazione entro 50 metri dalla prova e quelle dove non sono avvenuti fenomeni di liquefazione entro 50 metri. Per fare ciò è stato fatto un buffer di 50 metri sullo shapefile dei casi di liquefazione ed in seguito un'interrogazione spaziale per vedere quali indagini ricadessero nelle aree ottenute dal buffer.

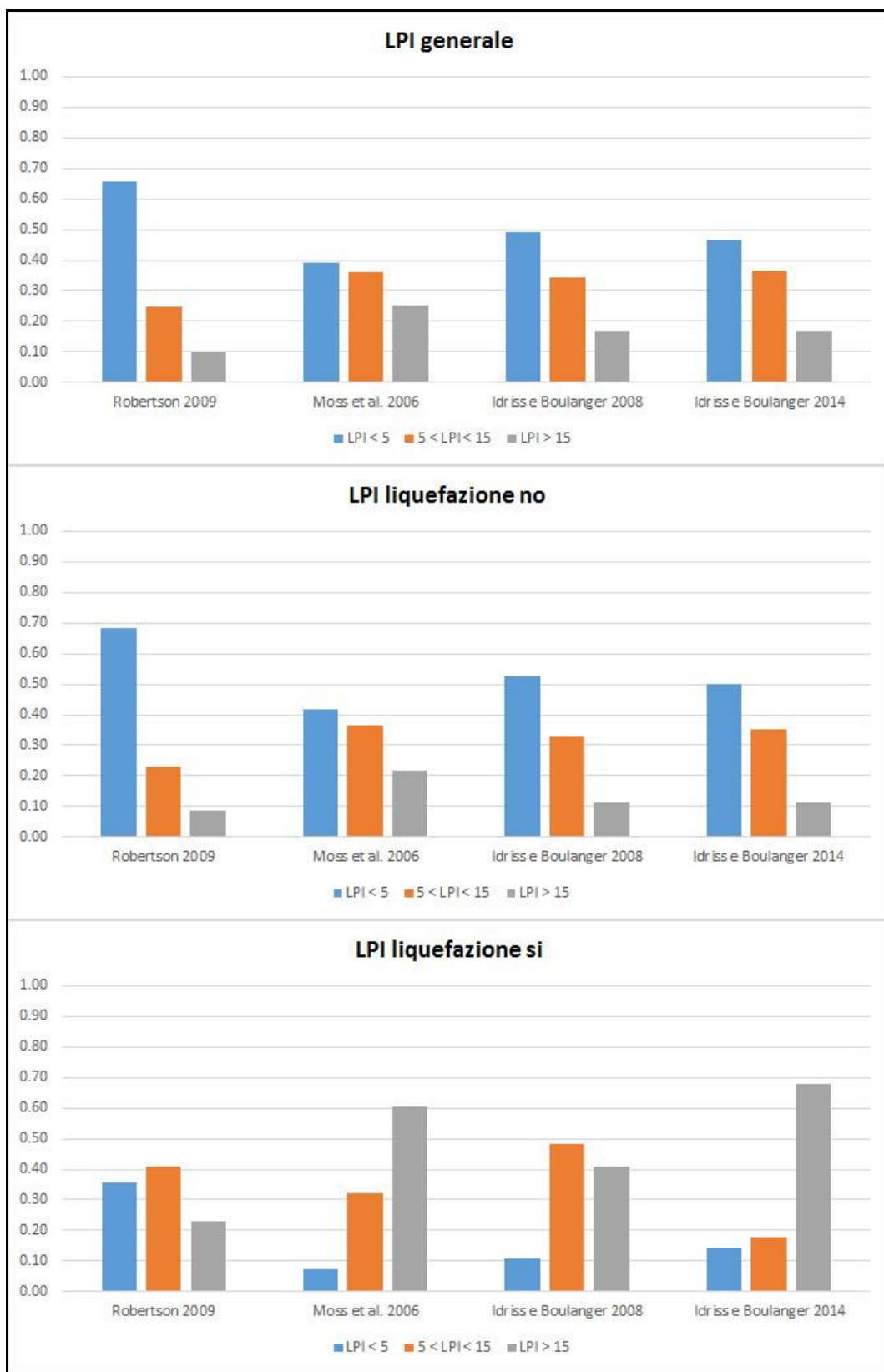


Figura 114: Percentuale di indagini che ricadono nelle varie fasce di probabilità di liquefazione.

Dai grafici di figura 114 si può affermare che il metodo migliore per l'area in esame risulta essere quello di **Robertson (2009)** poiché mantiene buone percentuali sia nei casi in cui non è avvenuta liquefazione ($LPI < 5$ nel 68% dei casi) che in quelli dove è avvenuta ($LPI > 5$ nel 64% dei casi). Le altre metodologie (**Moss et al., 2006; Idriss e Boulanger 2008; Idriss e Boulanger 2014**) ottengono percentuali di successo molto elevate nei casi in cui è avvenuta liquefazione ($LPI > 5$ rispettivamente nel 93, 89 e 86% dei casi) ma percentuali più basse nei casi in cui non è avvenuta liquefazione ($LPI < 5$ rispettivamente nel 42, 53 e 50% dei casi). Va sottolineato che le percentuali in cui non è avvenuta liquefazione si basano su 600 indagini mentre le percentuali in cui è avvenuta liquefazione si basano su 57 indagini.

Carte di severità di liquefazione tramite il parametro LSN

Come per le carte di suscettibilità, anche le carte di severità sono state create mediante il software QGIS 2.8.1, utilizzando gli stessi dati (shapefiles delle indagini e dei casi di liquefazione e DEM dell'area di studio con risoluzione di 50 metri). Anche in questo caso è stata effettuata una categorizzazione dello shapefile indagini secondo le quattro metodologie e sulla base delle fasce di severità proposte da **Tonkin e Taylor** (tabella 21). Bisogna sottolineare che nel complesso i fenomeni di liquefazione che hanno interessato l'intera area possono essere classificati come fenomeni caratterizzati da severità superficiale da minima a moderata.

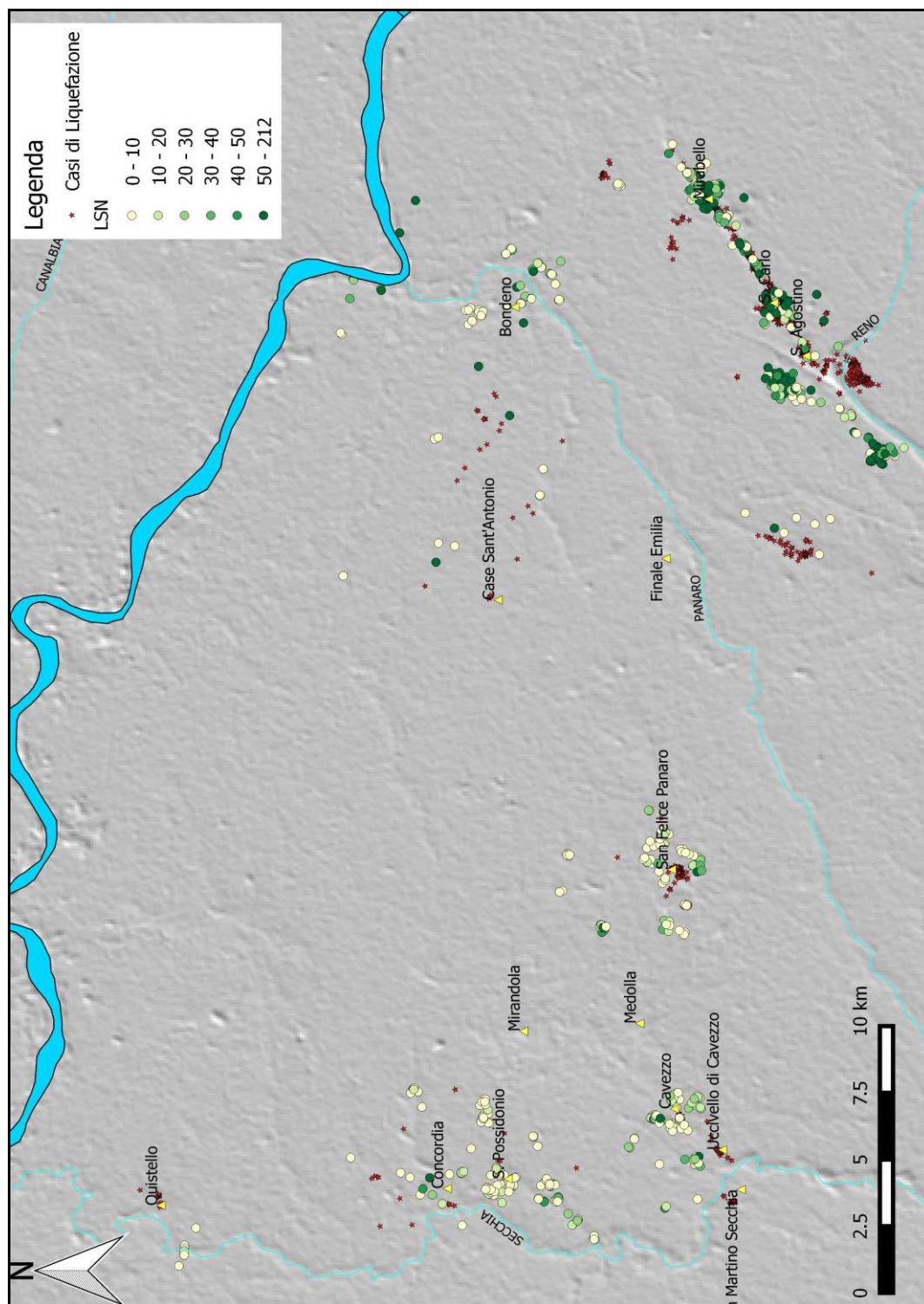


Figura 115: Carta di severità di liquefazione (Robertson, 2009).

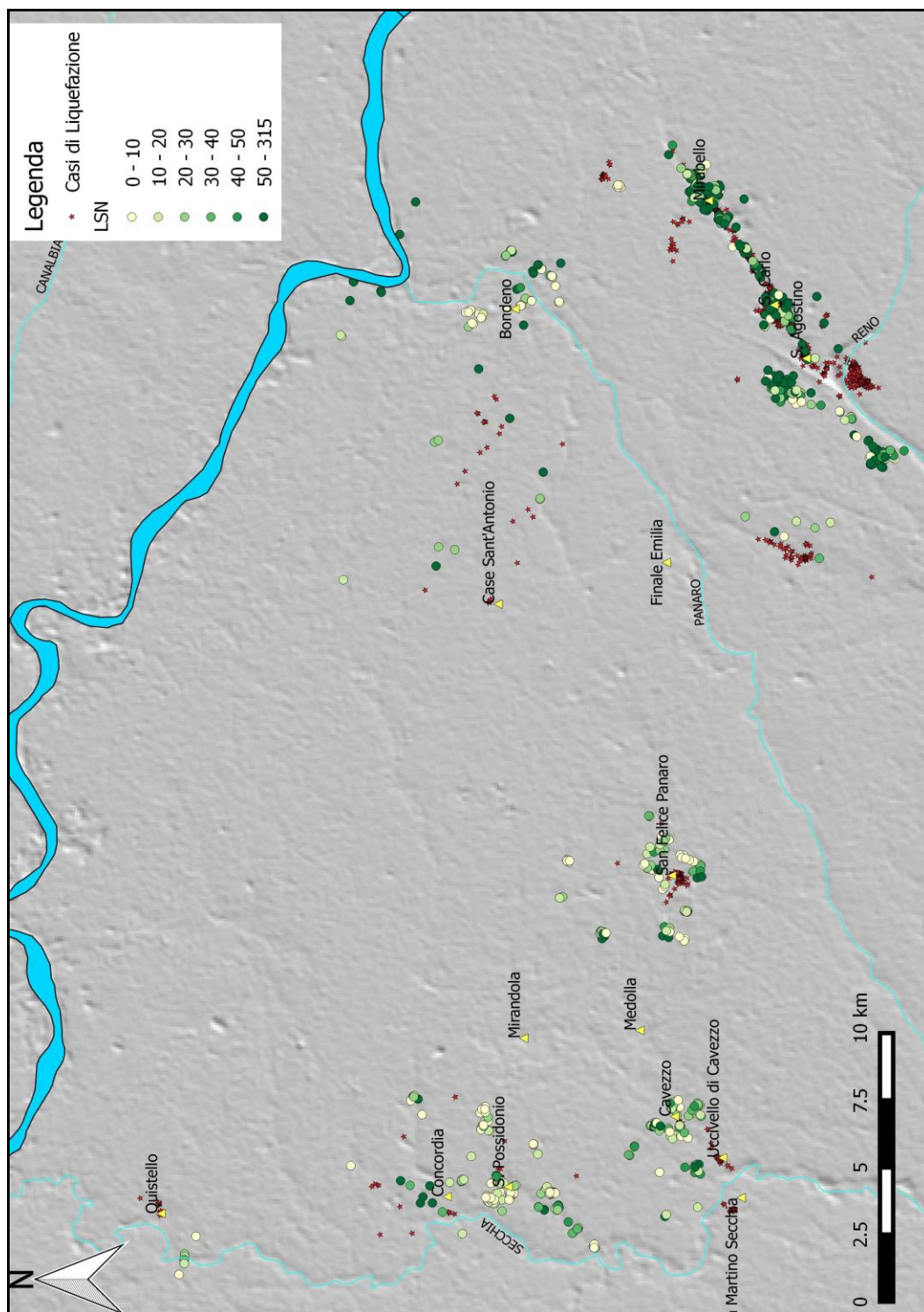


Figura 116: Carta di severità di liquefazione (Moss *et al.*, 2006).

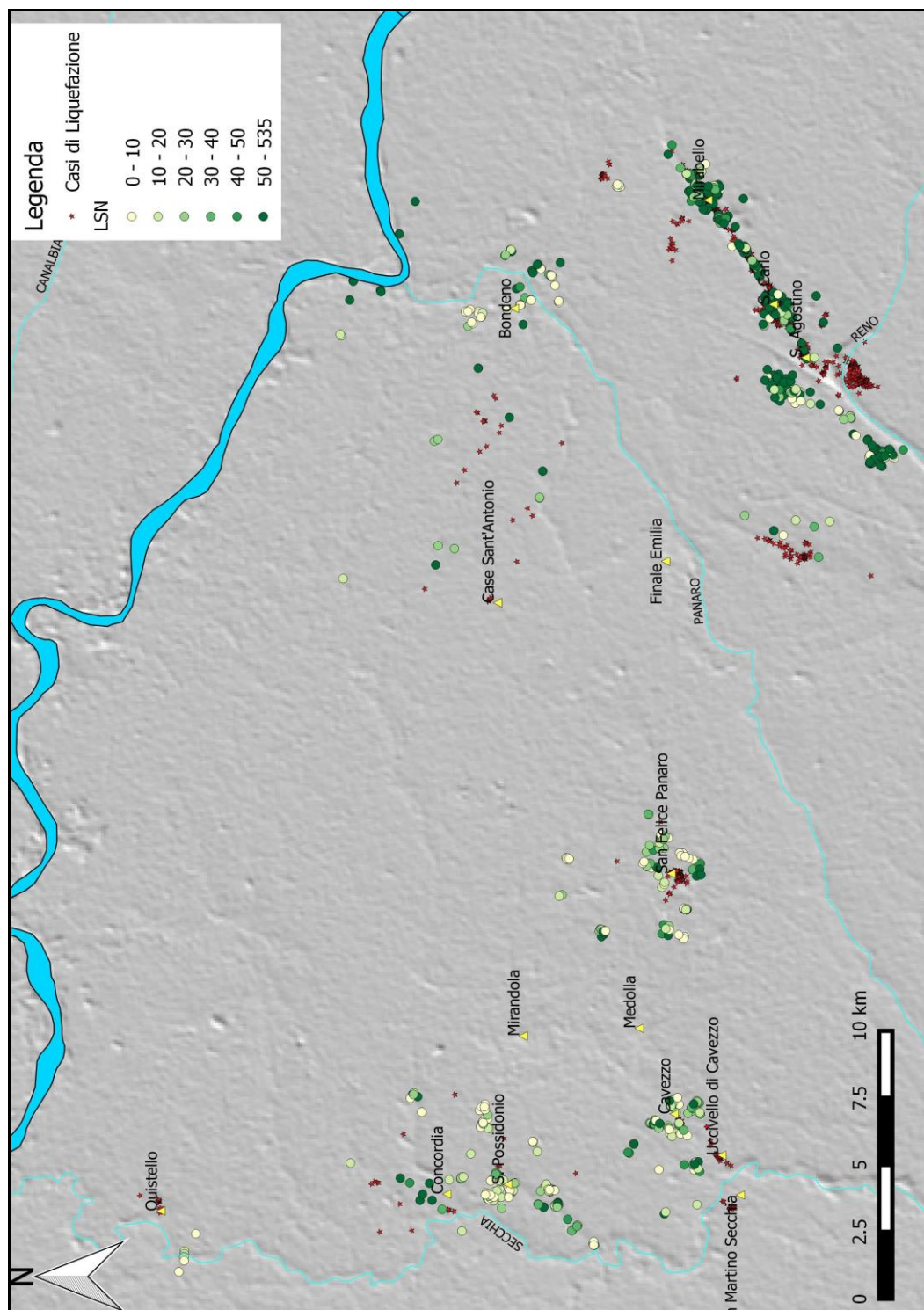


Figura 117: Carta di severità di liquefazione (Idriss e Boulanger, 2008).

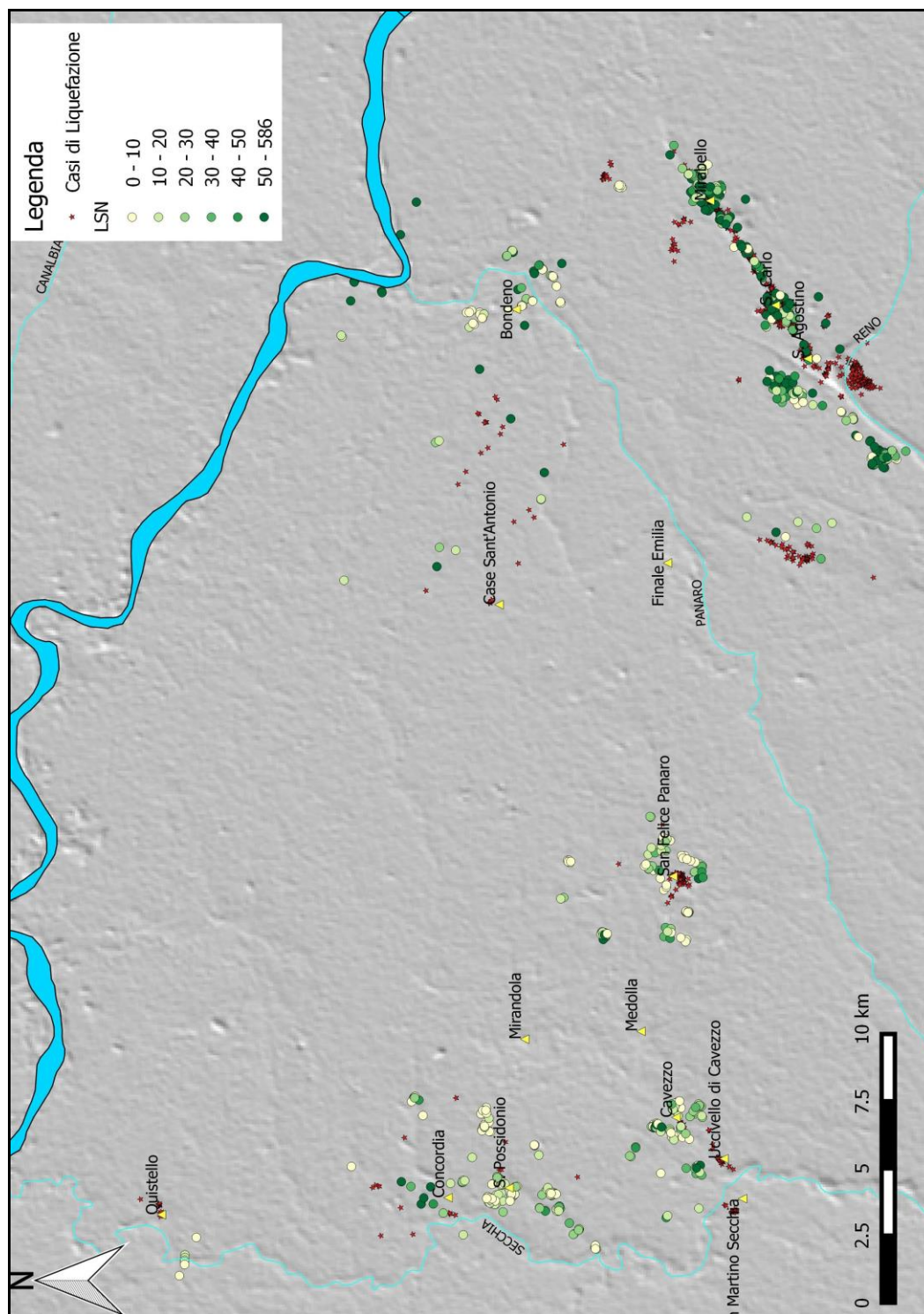


Figura 118: Carta di severità di liquefazione (Idriss e Boulanger, 2014).

Nelle carte di severità di liquefazione (fig. 115,116,117 e 118) le indagini vengono rappresentate utilizzando differenti intensità di verde a seconda dell'intensità di liquefazione prevista in superficie, passando dal verde chiaro (meno intenso) al verde scuro (più intenso). Osservandole emerge subito che il parametro LSN non risulta essere attendibile per l'area di studio, poiché sono presenti molte indagini che indicano fenomeni di liquefazione superficiali di intensità molto elevata, mentre in realtà sono stati osservati fenomeni di intensità medio-bassa. Anche in questo caso è stata fatta un'analisi tramite i grafici, nelle stesse modalità di quella effettuata per il parametro LPI.

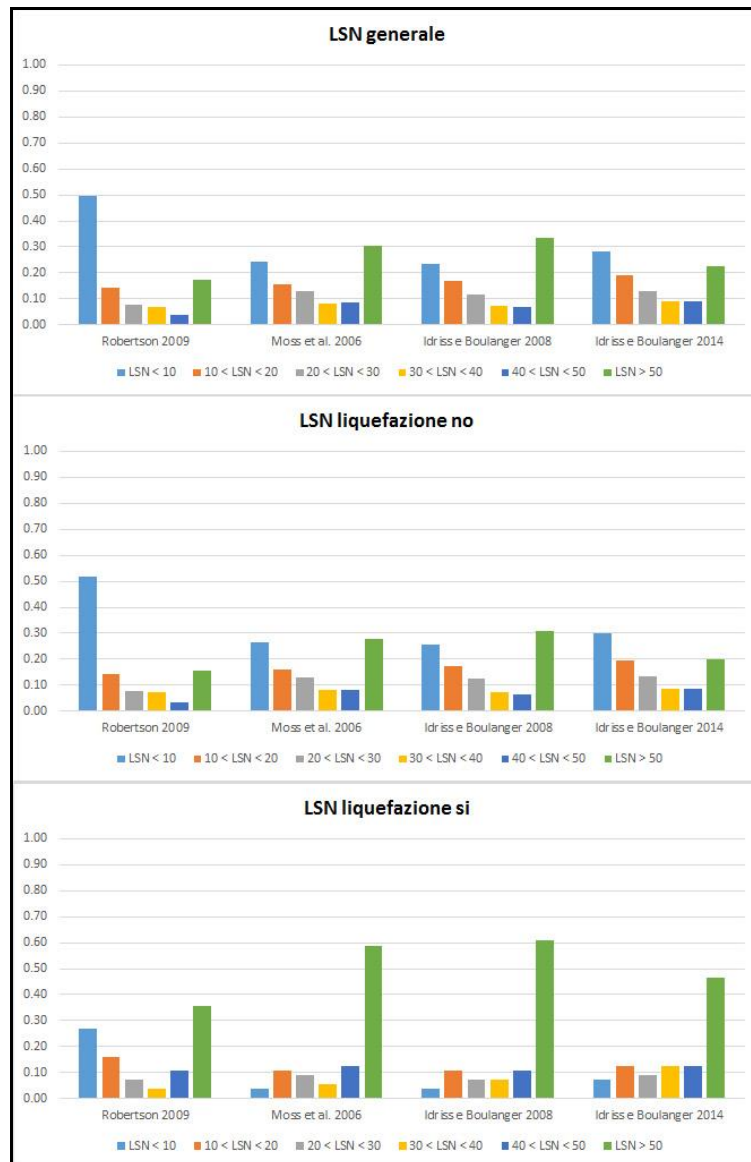


Figura 119: Percentuale di indagini che ricadono nelle diverse fasce di severità di liquefazione.

Dai grafici di figura 119 emerge ciò che già era stato osservato nelle carte di severità di liquefazione, cioè che il parametro LSN risulta non essere attendibile per l'area in esame. Questo deriva dal fatto che, come detto in precedenza, l'area in esame è stata soggetta di fenomeni di liquefazione di intensità medio-bassa, mentre i grafici presentano in tutte le metodologie percentuali rilevanti di indagini con valori $LSN > 30$, che stanno ad indicare secondo la classificazione proposta **Tonkin e Taylor (2013)** fenomeni di liquefazione di intensità elevata. Questa incongruenza tra il parametro LSN e l'intensità dei fenomeni avvenuti nell'area in esame è dovuta principalmente all'eccessiva sensibilità del parametro nei confronti del parametro G.W.T earthquake (soggiacenza della falda durante l'evento sismico) come si può osservare nelle figure 120, 121 e 122.

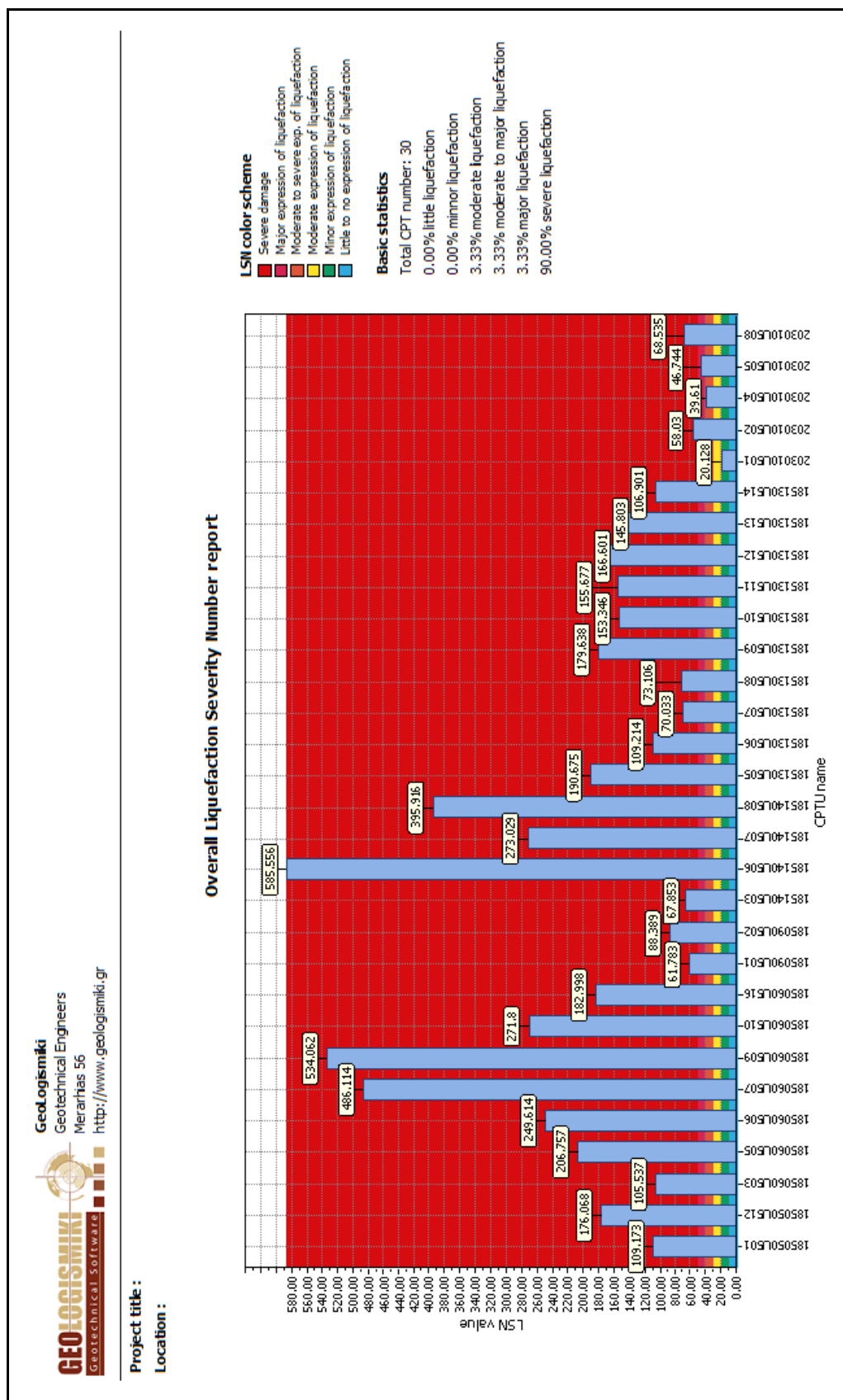


Figura 120: Valori LSN con superficie piezometrica posta a quota piano campagna durante l'evento sismico (G.W.T earthquake = 0).

Project title :

Location :

Overall Liquefaction Severity Number report

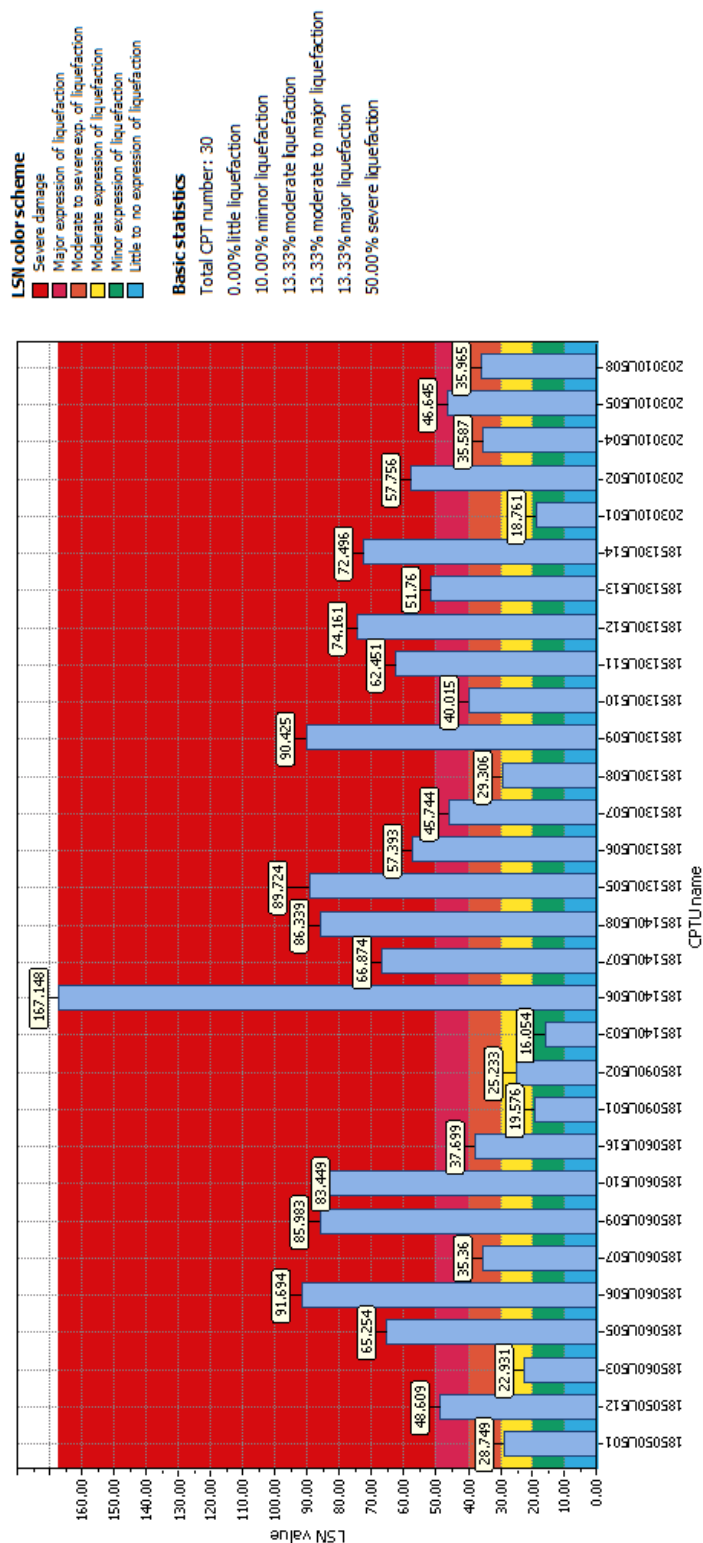


Figura 121: Valori LSN con superficie piezometrica posta a 0.5 metri di profondità dal piano campagna durante l'evento sismico (G.W.T earthquake = 0.5).

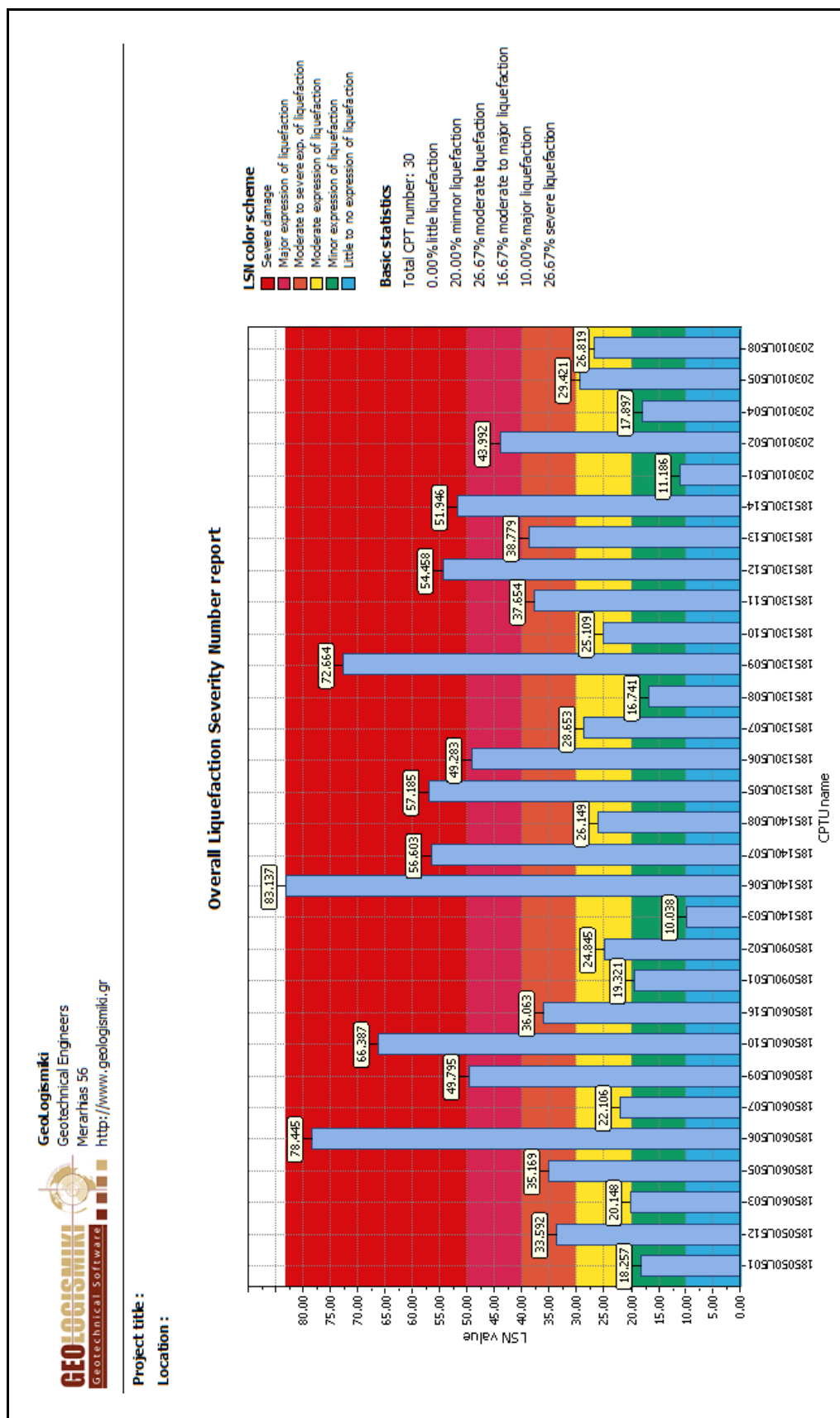


Figura 122: Valori LSN con superficie piezometrica posta ad 1 metro di profondità dal piano campagna durante l'evento sismico (G.W.T earthquake = 1).

Nelle figure 120, 121 e 122 sono riportati i grafici che mostrano sulle ascisse la sigla della prova (CPTu) e sulle ordinate il valore LSN attribuito alla prova in seguito all'elaborazione. Si può osservare come i valori di LSN calino drasticamente abbassando la quota della superficie piezometrica da piano campagna fino ad 1 (fig. 120) metro dal piano campagna (fig.122). Ad esempio la prova identificata dalla sigla 185140U506 passa da un valore di LSN pari 585.556 nel caso della superficie piezometrica posta a piano campagna ad un valore di LSN pari a 83.137 nel caso della superficie piezometrica posta a 1 metro di profondità dal piano campagna. Questa elevata sensibilità del valore LSN al parametro G.W.T earthquake è presumibilmente dovuta al fatto che il parametro è stato sviluppato in un contesto idrogeologico differente da quello dell'area in esame, quindi non è stata presa in considerazione una falda posta così superficialmente.

Considerazioni finali sui parametri LPI ed LSN

In seguito alla valutazione dei parametri LPI ed LSN per l'area in esame si possono trarre le seguenti conclusioni:

- il parametro LPI, calcolato secondo la metodologia di **Robertson (2009)**, risulta essere un possibile strumento di supporto per lo studio della suscettibilità di liquefazione nell'area in esame;
- il parametro LSN risulta essere inattendibile per l'area in esame poiché restituisce valore di intensità di liquefazione superficiale attesi troppo elevati in proporzione a quelli realmente avvenuti durante la sequenza sismica del Maggio-Giugno 2012. Ciò si pensa essere dovuto all'eccessiva sensibilità del parametro al valore di G.W.T earthquake (soggiacenza della falda durante l'evento sismico) scelto per effettuare l'elaborazione;
- la ricalibrazione delle fasce di probabilità proposte da **Iwasaki et al. (1978)** per il parametro LPI potrebbe apportare miglioramenti al suo utilizzo come strumento di supporto per lo studio della suscettibilità di liquefazione nell'area in esame.

Conclusioni

In seguito agli studi effettuati nel corso di questo lavoro è stato possibile giungere alle seguenti conclusioni:

- la valutazione della suscettibilità di liquefazione a partire da indagini CPT per l'area in esame risulta essere afflitta da errore a causa della mancata identificazione dei litotipi limosi o sabbiosi, ciò è dovuto principalmente alla sovrastima del parametro f_s della prova CPT rispetto alla prova CPTu, che conduce verso valori di Fr (*friction ration*) più elevati. Nelle carte di classificazione empiriche di **Robertson et al (1986)** e di **Robertson (1990)** questo porta ad una sottostima granulometrica dei litotipi attraversati. Con quanto detto sopra non si vuole affermare che le indagini CPT debbano essere escluse, poiché si perderebbe l'enorme vantaggio che esse apportano essendo indagini molto economiche (maggiore densità di dati nell'area di studio), ma si consiglia di affiancarle ad indagini CPTu o, meglio ancora, a sondaggi a carotaggio continuo, che ne permettono una migliore calibrazione;
- la funzione di correlazione messa a punto durante questo lavoro può essere considerata come un punto di partenza per la calibrazione delle indagini CPT, essendo consapevoli che al momento essa è basata su un database ridotto di indagini e presenta un coefficiente di determinazione (R^2) pari a 0.56. Al fine di migliorare tale funzione potrebbe essere utile effettuare un numero più elevato di indagini da poter confrontare e studiare;
- il parametro LPI risulta essere un utile strumento per lo studio della valutazione della suscettibilità di liquefazione, ma è necessario fare delle considerazioni. La prima è che l'utilità del parametro LPI può essere incrementata se collegata ad un approfondito studio geologico/geomorfologico dell'area in esame. La seconda è che, poiché le fasce di probabilità utilizzate sono state calibrate da area diverse da quella in esame, potrebbe essere utile ricalibrare tali fasce per avere risultati migliori. Infine, bisogna sottolineare che il parametro LPI non ha le

pretese di valutare la suscettibilità di liquefazione alla scala del singolo edificio, ma bensì a livello più generale;

- il parametro LSN, così come proposto da **Tonkin e Taylor (2013)**, risulta non essere un parametro affidabile per lo studio dell'intensità di liquefazione attesa in superficie. Ciò è dovuto alla sua eccessiva sensibilità al valore di G.W.T earthquake (soggiacenza della falda durante il terremoto) immesso per effettuare l'elaborazione.

Bibliografia

- Ambraseys N.N. (1988) - “*Engineering seismology*” - Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 17, p. 1-105.
- Basili R. et al. (2008) – “*The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy’s earthquake geology*” - Tectonophysics, Special Issue on “Earthquake Geology: methods and applications”, Vol. 453, p. 20-43.
- Begemann H.K.S. (1965) - “*The Friction Jacket Cone as an Aid in Determining the Soil Profile*” - Proceedings of the 6th International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 1, p. 17-20.
- Bindi D. et al (2011) – “*Ground motion prediction equations derived from the Italian strong motion database*” - Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 6, p. 1899-1920.
- Boccaletti M. et al. (1985) - “*Considerations on the seismotectonics of the Northern Apennines*” – Tectonophysics, Vol. 117, p. 7-38.
- Boccaletti M. e Martelli L. (2004) - “*Carta sismo-tettonica della Regione Emilia-Romagna scala 1:250.000 e note illustrative*” - Selca, Firenze.
- Bray J.D. et al. (2014) – “*CPT-based liquefaction assessments in Christchurch, New Zealand*” – Papers of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing, Las Vegas, Nevada,
- Canadian Geotechnical Society (1985) - “*Canadian Foundation Engineering Manual. Part 1: Fundamentals*” - Canadian Geotechnical Society.
- Castaldini D. e Raimondi S. (1985) - “*Geomorfologia dell'area di Pianura Padana compresa fra Cento, Finale Emilia e S. Agostino*” - Atti Società dei Naturalisti e Matematici di Modena, Vol. 116, p. 147-176.
- Castelli V. et al. (2012) - “*Looking for missing earthquake traces in the Ferrara-Modena plain: an update on historical seismicity*” - Annals of Geophysics, Vol. 55, p. 519-524.

Castiglioni G.B. e Pellegrini G.B. (2001) - *“Note illustrative della Carta Geomorfologica della Pianura Padana”* - Geografia Fisica e Dinamica Quaternaria – Supplementi.

Cauzzi, C. e Faccioli E. (2008) – *“Broadband (0.05 a 20 s) prediction of displacement response spectra based on worldwide digital records”* - Journal of Seismology, Vol. 12, p. 453-475.

Committee on Earthquake Engineering et al. (1985) - *“Liquefaction of soil during earthquake”* - National Academy Press.

Di Dio G. (1998) - *“Riserve idriche sotterranee della Regione Emilia-Romagna”* - Regione Emilia-Romagna.

DISS Working Group (2007) – *“Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.0.4: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas”*. <http://www.ingv.it/DISS/>.

Dondi L. et al. (1982) - *“Evoluzione sedimentaria e paleogeografica nella Pianura Padana”* - Guida alla Geologia del Margine Appenninico-Padano, p. 47-58.

Emergeo Working Group (2012) - *“A photographic dataset of the coseismic geological effects induced on the environment by the 2012 Emilia (northern Italy) earthquake sequence”* - Miscellanea INGV.

Emergeo Working Group (2013) - *“Liquefaction phenomena associated with the Emilia earthquake sequence of May-June 2012 (Northern Italy)”* - Natural Hazards Earth System Sciences, Vol. 13, p. 935-947.

Eslami A. e Fellenius B.H. (1997) – *“Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories”* – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, p. 886-904.

Eslami A. e Fellenius B.H. (2000) – *“Soil Profile Interpreted from CPTu Data”* - Geotechnical Engineering Conference

Facciorusso J. et al (2012). “*Confronto tra metodi semplificati di stima del rischio di liquefazione da prove CPT e CPTU*” – DICEA Università di Firenze.

Finn W.L. et al. (1994) - “*Liquefaction in Silty Soils: Design and Analysis*” - Ground Failures under Seismic Conditions, Geotechnical Special Publication n.44.

Fioravanti V. et al. (2013) – “*Earthquake Geotechnical Engineering Aspects OF the 2012 Emilia-Romagna Earthquake (Italy)*” - Proceedings of the 7th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Chicago, U.S.

Galli P. e Meloni F. (1993) – “*Liquefazione Storica. Un catalogo nazionale*” – Italian Journal of Quaternary Sciences, Vol. 6 (2), p. 271-292.

Galli P. (2000) - “*New empirical relationships between magnitude and distance for liquefaction*” – Tectonophysics, Vol. 324, p. 169-187.

Geotechnical Extreme Events Reconnaissance: www.geerassociation.org

Green R.A. et al. (2005) – “*Engineering Geologic and Geotechnical Analysis of Paleoseismic Shaking Using Liquefaction Effects: Field Examples*” - Engineering Geology, Vol. 76, p. 263-293.

Gruppo Lavoro Liquefazione (2012) - “*Primo rapporto sugli effetti della liquefazione osservati a S. Carlo, frazione di S. Agostino (Provincia di Ferrara)*”.

Gruppo Lavoro Liquefazione (2012) - “*Rapporto sugli effetti della liquefazione osservati a Mirabello (Provincia di Ferrara)*”.

Idriss I.M. e Boulanger R.W. (2008) - “*Soil Liquefaction during Earthquakes*” - Earthquake Engineering Research Institute.

Idriss I.M. e Boulanger R.W. (2015) – “*CPT-Based Liquefaction Triggering Procedure*” - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 142.

INGV, catalogo CPTI11: <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI11/>

- Iwasaki T. et al. (1978) - “*A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan*” – Proceeding of the 2nd International Conference on Microzonation for Safer Construction-Research and Application, San Francisco, California, Vol. 2.
- Jefferies M.G. e Davies M.P. Davies (1993) - “*Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60*” - Geotechnical Testing Journal, Vol. 16.
- Juang C.H. et al (2006) – “*First-order reliability method for probabilistic liquefaction triggering analysis using CPT*” - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, p. 337-350.
- Kramer S.L. (1996) - “*Geotechnical Earthquake Engineering*” - Prentice-Hall.
- Kuribayashi E. e Tatsuoka F. (1975) - “*Brief review of soil liquefaction during earthquakes in Japan*” - Soils and Foundations, Vol. 15.
- Lai C. et al. (2009) - “*Input Sismico e Stabilità Geotecnica dei Siti di Costruzione*” – IUSS Press.
- Lai C. et al. (2012) - “*Geotechnical aspects of May 20th, 2012 M_w 5.9 Emilia Earthquake, Italy*” - EUCENTRE, Pavia, Italy.
- Liao S.S.C. et al. (1988) – “*Regression models for evaluating liquefaction probability*” - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Lo Presti D. et al. (2009) – “*Applicabilità di prove penetrometriche statiche nella ricostruzione del profilo stratigrafico*” – Associazione Geotecnica Italiana, Vol. 2.
- Lo Presti D. et al. (2013) - “*A report on the 2012 seismic sequence in Emilia (Northern Italy)*” – Proceedings of the 7th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Chicago, U.S.
- Maurer B. et al. (2015) – “*Assessment of CPT-Based Methods for Liquefaction Evaluation in a Liquefaction Potential Index (LPI) Framework*” – Géotechnique, Vol. 65, p. 328-336.

Moss R.E.S. et al. (2006) – “*CPT-based probabilistic and deterministic Assessment of in situ seismic soil liquefaction potential*” - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 132, p. 1032-1051.

Ori G.G. e Friend P.F. (1984) - “*Sedimentary basins formed and carried piggy-back on active thrust sheets*” – Geology, Vol. 12, p. 475-478.

NTC [2008]. “*Norme tecniche per le costruzioni*”. DM 14 Gennaio. GU n°29, 04/02/2008.

Papadopoulos G.A. e Lefkopulos G. (1993) – “*Magnitude-distance relations for liquefaction in soil from earthquakes*” - Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 83, p. 925-938.

Pellegrini M. e Zavatti A. (1980) - “*Il sistema acquifero sotterraneo tra i fiumi Enza, Panaro e Po: alimentazione delle falde e scambi tra falde, correlazioni idrochimiche*” - Quaderni dell'Istituto di ricerca sulle acque, Vol. 51.

Pieri M. e Groppi G. (1981) - “*Subsurface geological structure of the Po Plain (Italy)*” - C.N.R., Prog. Fin. Geodinamica, pubblicazione n. 414, p. 1-13

Regione Emilia-Romagna, banca dati geognostica: <http://ambiente.regione.emilia-romagna.it/geologia/cartografia/webgis-banchedati/banca-dati-geognostica>.

Robertson P.K. et al. (1986) “*Use of Piezometer Cone Data. Proceedings of American Society of Civil Engineers*” – In situ 86: Speciality Conference

Robertson P.K. e Fear C.E. (1996) - “*Soil liquefaction and its evaluation based on SPT and CPT*” - Liquefaction Workshop.

Robertson P.K. e Wride C.E. (1998) - “*Evaluating Cyclic Liquefaction Potential Using the Cone Penetration Test*” - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 35, p. 442-459.

Robertson P.K. (1990) – “*Soil Classification Using the Cone Penetration Test*” – Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, p. 151-158.

Robertson P.K. (1994) - “*Suggested terminology for liquefaction*” - An Internal CANLEX Report.

- Robertson P.K. (2009a) - “*Interpretation of cone penetration tests – A unified approach*” - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, p. 1337-1355.
- Robertson P.K. (2009b) - “*Performance based earthquake design using the CPT*” - Taylor & Francis Group, Tokyo.
- Romeo R.W. (2012) - “*Terremoto dell’Emilia del 20 Maggio 2012 (M5.9): insoliti fenomeni di liquefazione*” - Italian Journal of Engineering Geology and Environment, Vol. 2, p. 75-84.
- Schmertmann J.H. (1978) – “*Guidelines for Cone Penetration Test. Performance and Design*” – U.S. Department of Transportation.
- Searle L.W. (1979) – “*The Interpretation of Begemann Friction Jacket Cone Results to Give Soil Types and Design Parameters*” - Design Parameters in Geotechnical Engineering, BCS London 2, p. 265-270.
- Seed R.B. e Idriss M. (1971) – “*Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential*” – Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, p. 1249-1273.
- Seed R.B. et al. (1985) – “*Influences of SPT Procedures in soil liquefaction resistance evaluations*” – Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, p. 1425-1445.
- Seed R.B. et al. (2001) – “*Recent advanced in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation*” – Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake and soil dynamics.
- Serpelloni E. et al. (2005) – “*Crustal velocity and strain-rate fields in Italy and surrounding regions: new results from the analysis of permanent and non-permanent GPS networks*” - Geophysical Journal International, Vol. 161, p. 861-880.
- Sherif M.A. et al. (1977) – “*Saturation effect on initial soil liquefaction*” - Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103, p. 914-917.

Sladen J.A. et al. (1985) - “*The liquefaction of sands, a collapse surface approach*” - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, p. 564-578.

Sonmez H. (2003) – “*Modification to the liquefaction potential index and liquefaction susceptibility mapping for a liquefaction-prone area (Inegol-Turkey)*” - Environmental Geology, Vol. 44, p. 862-871.

Suzuki Y. et al. (1997) – “*Prediction of liquefaction resistance and sleeve friction*” Proceedings of the 14th International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.

Toprak S. et al. (1999) – “*CPT- and SPT-based probabilistic assessment of liquefaction potential*” - Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Seattle, U.S.

Tonkin e Taylor (2013) – “*Liquefaction Vulnerability Study*” Tonkin e Taylor Ltd.

Toscani G. et al. (2009) – “*Plio-Quaternary tectonic evolution of the northern Apennines thrust fronts (Bologna-Ferrara section, Italy): Seismo-tectonic implications*” – Italian Journal of Geosciences, Vol. 128, p. 605-613.

Tsuchida H. (1970) – “*Prediction and countermeasure against the liquefaction in sand deposits*” – Abstract of the Seminar in the Port and Harbor Research Institute.

Van Ballegooy S. et al. (2012) – “*Methods for characterizing effects of liquefaction in terms of damage severity*” – Proceedings of The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisboa, Portugal.

Youd T.L. e Hoose S.N. (1977) – “*Liquefaction susceptibility and geologic setting*” - Proceedings of the 6th World Conference on Earthquake Engineering, New Delhi, India.

Youd T.L. e Perkins D.M. (1978) – “*Mapping liquefaction-induced ground failure potential*” - Journal of the Geotechnical Engineering Division, p. 443-446.

Youd T.L. et al. (2001) – “*Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*” - Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 127, p. 817-833.

Zhang G. et al. (2002) - “*Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground*” - Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, p. 1168-1180.

Zerbini S. et al (2006) - “*Crustal movements in northeastern Italy from permanent GPS stations*” - Geophysical Research Abstracts, Vol. 8.